

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
“FEDERICO II”



*Dipartimento di Ingegneria Chimica, dei Materiali e della
Produzione Industriale*

DOTTORATO DI RICERCA
IN INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE
XXV CICLO

**MODELLAZIONE ANALITICA DEL PROCESSO DI CORROSIONE
DI ARMATURE IN CALCESTRUZZO ARMATO E VALIDAZIONE
SPERIMENTALE MEDIANTE PROVE NON DISTRUTTIVE**

COORDINATORE
CH. MO PROF.
GIUSEPPE MENSITIERI

CANDIDATO
Ing. Antonio Bossio

TUTOR
CH. MO PROF.
FRANCESCO BELLUCCI

CORRELATORI
Ing. Mario Montuori
Prof. Gian Piero Lignola

Anno 2013

Indice

Capitolo 1 - Il calcestruzzo armato. Corrosione delle armature e forme di degrado.

1.1 La corrosione	2
1.1.1 Comportamento elettrochimico delle armature nel calcestruzzo	2
1.1.1.1 Caratteristica anodica e condizioni di passività del metallo	3
1.1.1.2 Caratteristica catodica	4
1.1.2 Condizioni di corrosione	5
1.1.3 Innesco e propagazione della corrosione	7
1.2 La carbonatazione	9
1.3 La corrosione da cloruri	12
1.4 Morfologia e conseguenze strutturali del fenomeno corrosivo	16
1.5 Metodi preventivi di protezione	19
1.5.1 Metodi di prevenzione in fase di progetto e realizzazione dell'opera	19
1.5.1.1 Il copriferro	22
1.5.1.2 La messa in opera e la compattazione	26
1.5.1.3 La maturazione	27
1.5.2 Metodi prevenzione in fase di scelta dei materiali	28
1.5.2.1 Il rapporto acqua/cemento	29
1.5.2.2 Il contenuto di cemento	30
1.5.2.3 Il tipo di cemento	30
1.5.3 Metodi di protezione aggiuntiva	31
1.5.3.1 Misure di prevenzione in presenza di cloruri	32
1.5.3.2 Inibitori di corrosione	33

1.5.3.3 Trattamenti superficiali	34
1.5.3.4 Armature resistenti a corrosione	37
1.5.3.5 Acciaio zincato	39
1.5.3.6 Rivestimento con resine epossidiche	41
1.5.4 Metodi di protezione durante la vita dell'opera	43
1.6 Le tecniche non distruttive di diagnostica in situ	46
1.6.1 Prove elettrochimiche sulle barre	48
1.6.2 Prove per la stima delle proprietà meccaniche	52
1.7 Il concetto di durabilità e riferimenti normativi	58

Capitolo 2 - Modellazione del processo corrosivo.

2.1 Scelta dei parametri relativi ai materiali costituenti	62
2.2 Analisi FEM	67
2.3 L'innesco della fessura – Modello a tre strati	76
2.4 La propagazione della fessura – Modello a quattro strati	86
2.5 Valutazione della variazione dell'aderenza in seguito alla corrosione delle barre di armatura	94
2.5.1 Effetti relativi ai parametri determinati dalla classe di esposizione del calcestruzzo	99
2.5.2 Effetti del diametro delle barre	101
2.5.3 Effetti del creep	102
2.5.4 Effetti della classe di resistenza a compressione del calcestruzzo	104
2.5.5 Effetti del copriferro	105
2.5.6 Effetti del fattore di espansione volumetrica dell'ossido	108
2.5.7 Effetti del modulo elastico dell'ossido	109
2.6 Differenti modelli per lo strato di calcestruzzo	113
2.7 Valutazione del tempo di innesco e di propagazione della fessura	117

Capitolo 3 - Materiali e Metodi di Indagine.

3.1 Preparazione dei campioni in calcestruzzo	127
3.1.1 Specifiche costruttive dei campioni in calcestruzzo armato	128
3.1.2 Tipologie di armature utilizzate	132
3.2 Prove di durabilità	134

Capitolo 4 - Risultati Sperimentali.

4.1 Misure di durabilità in ambiente simulante corrosione da cloruri	135
4.1.1 Campioni sottoposti a processo di corrosione per esposizione naturale	136
4.1.1.1 Strutture rinforzate mediante armatura liscia	138
4.1.1.2 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata	140
4.1.1.3 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata zincata	142
4.1.2 Conclusioni preliminari – Test di corrosione naturale	144
4.1.3 Campioni sottoposti a processo di corrosione accelerata	
mediante applicazione di una d.d.p.	146
4.1.3.1 Strutture rinforzate mediante armatura liscia	146
4.1.3.2 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata	151
4.1.3.3 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata zincata	155
4.1.4 Conclusioni preliminari – Test di corrosione accelerata	159
4.2 Prove Non Distruttive per la diagnosi ed il monitoraggio	
del processo di degrado delle strutture in calcestruzzo armato	165
4.2.1 Analisi del danno tramite interpretazione delle prove con gli ultrasuoni	166
4.2.2 Misura indiretta del livello di corrosione di strutture in calcestruzzo	
armato basata sull'apertura della fessura.	173
4.2.2.1 Misura indiretta di una fessura provocata da barra interna	174
4.2.2.2 Misura indiretta di una fessura provocata da barra esterna	177
4.2.3 Correlazione con la penetrazione della corrosione e l'espansione dell'ossido	179
4.2.4 Correlazione diretta tra apertura di fessura e penetrazione della corrosione	181
4.3 Conclusioni preliminari – Risultati sperimentali	187

Capitolo 5 - Esempio applicativo dei modelli.

5.1 Individuazione della classe di esposizione della struttura	189
5.2 Individuazione dei parametri geometrici della sezione e del mix-design del calcestruzzo	191
5.3 Calcolo del tempo di innesco della corrosione e della propagazione della fessura nel copriferro	193
5.4 Correlazione diretta tra apertura di fessura e penetrazione della corrosione: esempio di applicazione	201
5.5 Valutazione delle condizioni di aderenza	203
5.6 Valutazione della perdita di sezione di barra	205
5.7 Valutazione dei costi connessi alla corrosione	206

Conclusioni	209
--------------------	-----

Bibliografia

Introduzione

Il calcestruzzo armato è uno dei materiali da costruzione più resistenti e duraturo. I processi di degrado che interessano il calcestruzzo possono essere di carattere fisico (cicli di gelo-disgelo), meccanico (urti, abrasioni, erosioni), chimico (reazioni alcali-aggregati, attacco acido, solfatico), biologico (azione del fouling) e strutturale (sovraccarichi, sollecitazioni cicliche). Frequentemente alcuni processi si sovrappongono, dando luogo ad azioni sinergiche. Nelle strutture armate, invece, il calcestruzzo è rinforzato con armature in acciaio: in questo caso il fenomeno di degrado più frequente è la corrosione.

La presenza di cloruri solubili provenienti, ad esempio, da sali disgelanti (si pensi che solo negli Stati Uniti d'America ogni anno ne vengono usati 15 milioni di tonnellate ed altri 4÷5 milioni sono utilizzati in Canada [1]), l'esposizione ad ambienti marini e la perdita di alcalinità del calcestruzzo dovuta alla carbonatazione (provocata dalla penetrazione dell'anidride carbonica) possono distruggere il film passivante di ossido che protegge le armature inducendo il fenomeno della corrosione [2].

Tutte le strutture in calcestruzzo armato esposte all'atmosfera sono soggette ad un processo di degradazione ambientale la cui conseguenza può essere la perdita della funzionalità. In condizioni ambientali particolarmente aggressive, in genere collegate alla presenza di anidride carbonica o cloruri, il calcestruzzo a contatto con le armature, benché correttamente confezionato e messo in opera, può perdere le sue caratteristiche protettive rendendo possibile l'insorgere di fenomeni di corrosione in conseguenza alla

distruzione del film protettivo. L'attacco corrosivo costituisce la forma di degrado del calcestruzzo armato di gran lunga più diffusa e pericolosa, in quanto, più delle altre, coinvolge la sicurezza delle costruzioni anche perché i danni provocati non risultano evidenti dall'esterno. Se da un lato i processi di degrado del calcestruzzo provocano il danneggiamento, più o meno ampio, del copriferro, riducendone le caratteristiche protettive, dall'altro, l'attacco corrosivo porta a fessurazioni o distacchi causati dall'azione espansiva dei prodotti di corrosione.

La corrosione delle barre di armatura rappresenta la causa maggiore di degrado delle strutture in calcestruzzo armato. Il processo di corrosione, se non adeguatamente prevenuto e/o contrastato, conduce ad una serie di problematiche legate alla durabilità del manufatto intero. Si pensi, ad esempio, alla fessurazione del copriferro dovuta all'espansione dei prodotti della corrosione [3], la perdita di sezione trasversale della barra e la riduzione dell'aderenza all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo circostante [4] che può spingersi fino a valori tali da determinare il disancoraggio delle armature. Il risultato di tali effetti sulle strutture è la diminuzione della vita utile di servizio e della capacità portante dell'intera struttura [5-6].

La corrosione è, quindi, di fatto, la principale causa di danneggiamento, degrado e crollo delle strutture in calcestruzzo armato.

Le principali conseguenze strutturali, direttamente legate al fenomeno della corrosione sono: la riduzione della sezione della barra, la perdita di aderenza delle stesse e la formazione di fessure che conducono all'espulsione del copriferro e, quindi, all'aumento di velocità di corrosione delle barre, rimaste ormai senza la protezione offerta dal calcestruzzo.

La corrosione delle armature e la conseguente degradazione del calcestruzzo circostante rappresenta, pertanto, un problema reale di sicurezza pubblica e deve essere considerata con speciale attenzione. È fondamentale, pertanto, ai fini della determinazione del processo di degradazione, avere una stima della velocità di penetrazione del processo corrosivo.

Fino alla seconda metà del secolo scorso non esistevano codici che fornivano indicazioni dirette al progettista in merito alla durabilità delle strutture in calcestruzzo armato. Il concetto di durabilità era basato un'idea approssimativa della vita utile della struttura ed i criteri erano affidati al progettista. Il conseguente degrado precoce di tali

strutture ha portato a dover intervenire sulle strutture esistenti con alti costi di manutenzione e riparazione.

A partire dagli anni '90 del secolo scorso sono state sviluppate delle norme europee che forniscono ai progettisti indicazioni preziose per la realizzazione di strutture durevoli. In particolare la UNI EN 206-1 e l'Eurocodice 2, in campo europeo, si limitano a proporre dei valori limite sul rapporto acqua/cemento, dello spessore di copriferro e del contenuto minimo di cemento che, in funzione delle condizioni di esposizione ambientale, sono intesi a garantire una vita utile di progetto di 50 o 100 anni in relazione all'importanza dell'opera.

Queste raccomandazioni, seppur contribuiscano notevolmente, rispetto al passato, a chiarire i criteri di realizzazione e messa in opera di strutture durevoli si sono, tuttavia, rilevate inefficaci in condizioni ambientali molto aggressive (soprattutto in presenza di cloruri).

Oggigiorno, la prevenzione ed il monitoraggio delle infrastrutture in calcestruzzo armato rappresentano, quindi, un'importante ed affascinante sfida nel campo dell'ingegneria strutturale e dei materiali.

Le tecniche di indagine rappresentano, di conseguenza, uno strumento cruciale per la salvaguardia del patrimonio esistente. Tecniche di diagnosi non distruttive (NDT) basate su metodi elettrochimici per la misura della velocità della corrosione e del potenziale di libera corrosione, usati per monitorare, già da principio, l'evolversi delle condizioni di sviluppo del processo corrosivo, al fine di poter predire la vita residua della struttura e di poter programmare interventi di restauro o ripristino conservativo, con conseguente risparmio economico ed aumento della sicurezza pubblica [7-8-9-10] sono innovative ed economiche, e restituiscono indicazioni chiare e precise dello stato di degrado generale dei manufatti in calcestruzzo armato.

I danni subiti dall'acciaio in calcestruzzo possono essere valutati utilizzando il metodo di semi-cella, la tecnica di polarizzazione in corrente continua (DC), o con la tecnica di impedenza a corrente alternata (AC) [11-12]. Inoltre, esistono tecniche di indagine non distruttiva anche per la stima del degrado del calcestruzzo. In questo lavoro saranno presentate le potenzialità di indagine delle prove con ultrasuoni effettuate su campioni in scala reale.

Ogni anno ingenti investimenti sono fatti in termini di prevenzione dei fenomeni di corrosione o di restauro e ristrutturazione di strutture danneggiate, tanto che in Italia, nel campo delle strutture in calcestruzzo armato, gli investimenti per la conservazione ed il ripristino delle strutture esistenti hanno ormai superato quelli per la costruzione di edifici nuovi.

Negli Stati Uniti d'America, ad esempio, nel 1996 sono stati spesi circa 2 bilioni di dollari per riparare i danni accorsi ai ponti autostradali, e tale costo cresce ad una velocità di 500 milioni di dollari l'anno [13].

Secondo un rapporto dell'organizzazione americana del World Corrosion Organization (WCO) il costo mondiale della corrosione è di circa 2,2 trilioni di dollari, una cifra superiore al 3% del Prodotto Interno Lordo (PIL) mondiale [14].

Uno studio del CRESME (Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l'Edilizia e il territorio), stima che in Italia, tale costo si aggira intorno al 4,5÷5% del PIL, pari a 70 mila milioni di euro.

L'obiettivo di questo lavoro è di sviluppare modelli analitici e FEM che rappresentino lo sviluppo del processo di corrosione dalla messa in opera di una struttura fino al raggiungimento degli stati limite ne che compromettono la sicurezza e la stabilità.

Nella prima fase di studio sono stati elaborati modelli analitici per il calcolo del consumo di barra in relazione ai parametri chimico-fisici, costitutivi e geometrici, dei materiali e degli elementi strutturali al fine di poter prevedere il meccanismo di innesco e sviluppo del processo di fessurazione ed espulsione del copriferro, che partendo dall'indagine della causa (corrosione) restituiscono l'entità dell'effetto (consumo di sezione resistente o diminuzione di aderenza). di ricerca è quello di modellare il processo di innesco, propagazione ed apertura della fessura in elementi strutturali in calcestruzzo armato, valutare l'effetto dei principali parametri del calcestruzzo e delle barre di armatura sul comportamento meccanico del calcestruzzo.

Parallelamente è stata messa a punto una sperimentazione con campioni in scala reale, al fine di poter validare i modelli analitici e di potenziare e/o innovare gli strumenti di diagnostica non distruttiva in situ per la caratterizzazione delle strutture in calcestruzzo armato, per il monitoraggio del loro degrado e per la predizione del tempo di vita utile o residua dei manufatti. In tale ottica, saranno esaminate le potenzialità di

indagine di tecniche di tipo elettrochimico (velocità di corrosione, mappatura del potenziale di libera corrosione, misure di resistività) con il fine di monitorare il degrado delle barre e tecniche con ultrasuoni al fine di monitorare il degrado del calcestruzzo ed il suo stato di alterazione interno, ancor prima del manifestarsi di sintomi del processo di corrosione.

Infine, in un'ottica inversa, è stato realizzato un modello che partendo dallo studio dell'effetto (apertura della fessura all'esterno della sezione di calcestruzzo), risale alle cause (perdita di sezione delle armature).

Nel primo capitolo saranno presentati i concetti generali del processo di corrosione ed esposti i parametri generali fondamentali per la realizzazione di calcestruzzi durevoli e le tecniche di protezione aggiuntiva.

Nel secondo capitolo sono presentati i modelli analitici e FEM, sviluppati parametricamente, per la modellazione del processo di innesco e propagazione della fessura, che restituisce il valore di barra consumatasi affinché si arrivi alla fessurazione del copriferro.

Nel terzo capitolo sono descritti i materiali per la realizzazione dei campioni usati per la sperimentazione ed i metodi di indagine utilizzati per la determinazione del loro stato di degrado in condizioni aggressive.

Nel quarto capitolo sono esposti i risultati della sperimentazione e le potenzialità di indagine delle tecniche non distruttive utilizzate, con la messa a punto di un nuovo protocollo di prova per effettuare indagini su strutture esistenti, con il fine di raggiungere i livelli di conoscenza ed i fattori di confidenza previsti dal D. M. 14/01/2008 necessari alla redazione di un progetto di ripristino conservativo durevole ed economico.

Nel quinto capitolo si riporta un esempio di calcolo eseguito con i modelli innovativi presentati ed il calcolo del tempo di vita utile della struttura nelle varie classi di esposizione ambientale in relazione ai parametri considerati per la modellazione.

Capitolo 1

Il calcestruzzo armato.

Corrosione delle armature e forme di degrado.

Quando si parla di inquinamento ambientale, il primo pensiero va sicuramente alla crescente produzione di rifiuti, all'immissione di gas serra in atmosfera, all'inquinamento delle falde acquifere, ecc.. Non è, però, da trascurare l'effetto che l'inquinamento ha sulle strutture in calcestruzzo armato e, quindi, sul costo diretto ed indiretto che grava su ogni cittadino per gli interventi di ripristino strutturale degli edifici pubblici e privati e delle infrastrutture. L'ambiente chimicamente aggressivo al quale sono esposti i manufatti in calcestruzzo armato ha, infatti, una notevole influenza sulla durata nel tempo di tali strutture, che, di conseguenza, spesso non attendono la vita utile richiesta in fase di progetto.

Uno degli agenti aggressivi più comuni e che maggiormente affligge le strutture in calcestruzzo armato, in ambiente cittadino, è l'anidride carbonica. Essa è presente in atmosfera in concentrazioni sempre maggiori specialmente nei centri urbani ed è responsabile del fenomeno noto col nome di carbonatazione.

In ambienti marini o montani (a causa dei sali disgelanti), invece, l'agente aggressivo maggiormente presente è costituito dagli ioni cloruro, Cl^- , che penetrando nel copriferro raggiungono la superficie dell'armatura generando un processo di corrosione di tipo localizzato (pitting).

1.1 La corrosione

Fino agli ultimi decenni del secolo scorso molti ritenevano che le strutture in calcestruzzo armato fossero intrinsecamente durevoli e, anche se costruite senza particolare cura ed esposte ad ambienti aggressivi, fossero sostanzialmente immuni da degrado. Infatti, il concetto di durabilità non era considerato nelle norme di progettazione, le quali consideravano solo aspetti prettamente strutturali. In anni più recenti, di fronte all'aumentare dei casi di degrado, ai problemi ed ai rischi conseguenti, soprattutto nei confronti delle persone, ai costi di manutenzione e di riparazione, la prospettiva è drasticamente cambiata e si è compresa l'importanza di prevenire il degrado del calcestruzzo e, soprattutto, la corrosione delle armature. I progettisti si sono, pertanto, sensibilizzati in relazione a questo problema.

L'attacco corrosivo costituisce la forma di degrado del calcestruzzo armato notevolmente più diffusa e più pericolosa, anche perché coinvolge più delle altre la sicurezza delle costruzioni. La conoscenza del processo di corrosione è necessaria al fine di poter progettare strutture in calcestruzzo armato in grado di soddisfare i requisiti di vita utile stabiliti in fase di progetto. In questo capitolo si descrivono i meccanismi di corrosione delle armature, dovuta sia alla carbonatazione del calcestruzzo da CO_2 sia alla presenza di cloruri, evidenziando i meccanismi d'innescò, propagazione ed i fattori che ne determinano la durata.

1.1.1 Comportamento elettrochimico delle armature nel calcestruzzo

Quando il calcestruzzo è rinforzato con barre d'acciaio, destinate a sostenere gli sforzi di trazione, la causa più frequente di degrado è costituita dalla corrosione delle armature. In soluzioni alcaline con $\text{pH} > 11,5$ ed in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari; in queste condizioni, che sono dette di passività, la sua velocità di corrosione è in pratica nulla. Un calcestruzzo, correttamente confezionato e messo in opera, si comporta come una soluzione alcalina e, quindi, passiva perfettamente le armature. Nei pori della pasta

cementizia è contenuta, infatti, una soluzione acquosa di idrossido di sodio e di potassio con un pH compreso tra 13 e 14 [15-16-17] che favorisce il crearsi delle condizioni di passività, protettive per le barre.

1.1.1.1 Caratteristica anodica e condizioni di passività del metallo

Il comportamento elettrochimico di un metallo e la cinetica del suo processo di ossidazione possono essere descritti mediante lo studio della caratteristica anodica e catodica del metallo stesso in soluzione. La caratteristica anodica di un'armatura a contatto con una soluzione satura di idrossido di calcio, rappresentativa di calcestruzzo non carbonatato e senza cloruri, è schematizzata in Figura 1.

Il diagramma di Figura 1 descrive il comportamento elettrochimico del metallo in soluzione alcalina; è possibile notare che:

- il ferro presenta una tendenza a passare allo stato ossidato a potenziali superiori rispetto a quello di equilibrio della reazione $\text{Fe} = \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$, pari a -1.000 mV (rispetto all'elettrodo di riferimento Saturated Calomel Electrode SCE). Al di sotto del valore -1.000 mV le armature si trovano in condizioni di immunità;
- nell'intervallo di potenziali compreso tra circa -800 mV e +600 mV la corrente scambiata in senso anodico è molto bassa ($\approx 0,1 \text{ mA/m}^2$) in quanto le armature sono ricoperte da un sottilissimo film di ossido che le protegge. Pertanto, in questo intervallo di potenziali, la velocità di dissoluzione del ferro è del tutto trascurabile (cioè $\approx 0,1 \text{ }\mu\text{m/anno}$). Queste condizioni sono dette di passività ed il loro intervallo di esistenza è detto intervallo di passività;
- nell'intervallo in cui il potenziale è compreso tra il valore di equilibrio (-1.000 mV) e circa -800 mV, il film protettivo non si forma. In questo intervallo, detto di attività, le armature possono teoricamente corrodersi; tuttavia, data la vicinanza delle condizioni di equilibrio, la velocità dell'attacco è ancora trascurabile. Per sottolineare che si tratta di condizioni di attività caratterizzate da basse velocità di corrosione, in quanto prossime alle condizioni di equilibrio, sono anche dette di quasi immunità;

- al di sopra dell'intervallo di passività, cioè per potenziali superiori a circa 600 mV, le armature si portano in condizioni dette di transpassività: alla loro superficie si può sviluppare ossigeno secondo la reazione anodica $2\cdot\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{O}_2 + 4\cdot\text{H}^+ + 4\text{e}^-$ che produce acidità.

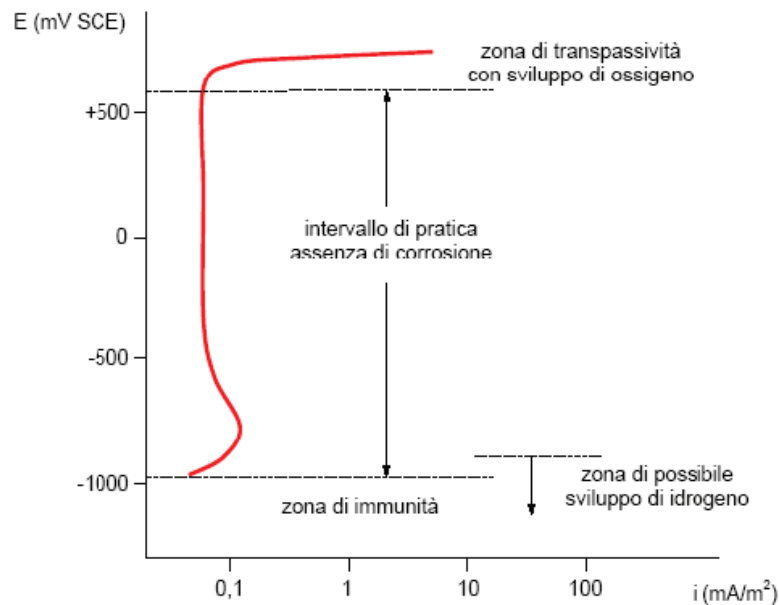


Figura 1: andamento schematico della caratteristica anodica dell'acciaio in soluzione a pH elevato.

1.1.1.2 Caratteristica catodica

La cinetica del processo di riduzione di ossigeno è illustrata dalla curva caratteristica catodica, a , riportata in Figura 2. Anche se il potenziale di equilibrio per la riduzione di ossigeno all'interno del calcestruzzo (cioè a pH intorno a 13) vale circa +200 mV vs SCE, la reazione si produce con velocità apprezzabili solo per potenziali inferiori a circa 0 mV vs SCE. La velocità tende ad un valore limite che misura, in unità elettrochimiche, la massima velocità con cui l'ossigeno può pervenire alla superficie delle armature. Questo valore (detto corrente limite di diffusione di ossigeno) diminuisce al crescere del contenuto d'acqua nel calcestruzzo e si riduce anche di 2÷3 ordini di grandezza passando da calcestruzzi in equilibrio con atmosfere con umidità relativa (U. R.) intorno al 70%, a calcestruzzi saturi (nei quali la corrente limite di

diffusione di ossigeno scende a valori indicativamente compresi tra $0,2 \div 2 \text{ mA/m}^2$, in funzione dello spessore di copriferro e della qualità del calcestruzzo).

Per potenziali inferiori a -900 mV , accanto al processo di riduzione di ossigeno, si produce anche quello di sviluppo di idrogeno, per cui la densità di corrente catodica riprende a crescere. Se il calcestruzzo è completamente saturo di acqua e, quindi, non c'è ossigeno, l'unico processo catodico possibile è lo sviluppo di idrogeno e la curva caratteristica catodica è rappresentata in Figura 2 dalla curva di tipo *b*.

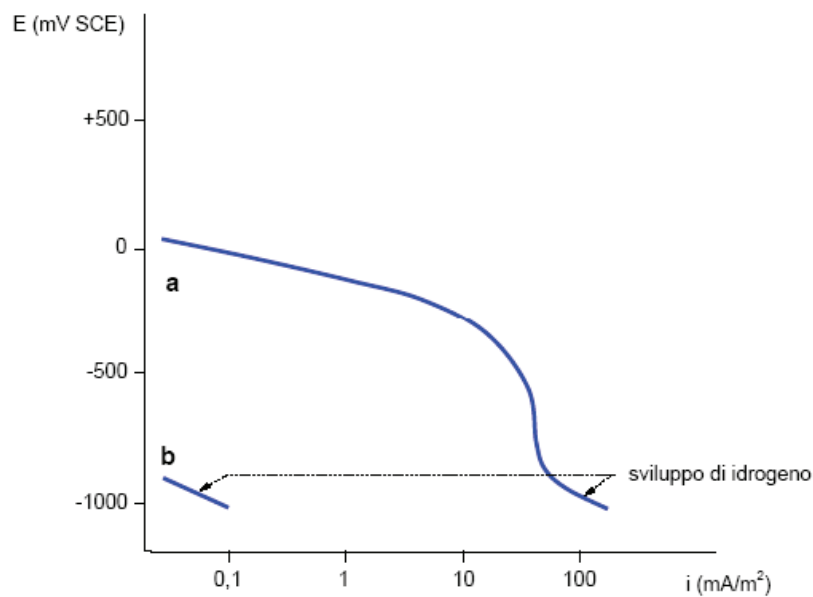


Figura 2: andamento schematico della caratteristica catodica dell'acciaio in soluzione alcalina.

1.1.2 Condizioni di corrosione

Dalle curve caratteristiche catodica ed anodica, si ricavano le condizioni di corrosione delle armature nelle varie situazioni operative (cfr. Figura 3). Infatti, nel caso in cui si possa ritenere trascurabile la caduta ohmica relativa al passaggio della corrente nel calcestruzzo dall'area anodica a quella catodica, la densità della corrente di corrosione, i_{corr} , ed il potenziale di corrosione, E_{corr} , sono individuati dal punto di incontro delle curve caratteristiche anodica e catodica.

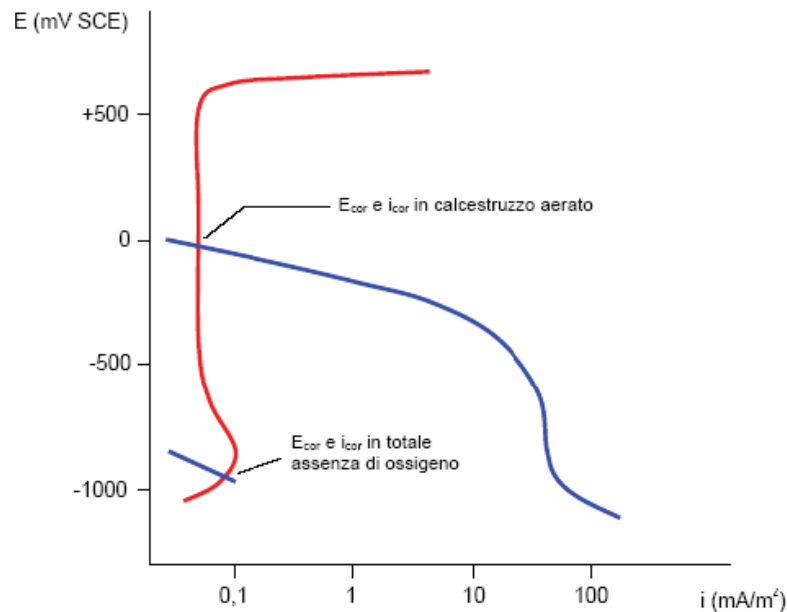


Figura 3: schematizzazione delle condizioni di corrosione delle armature in calcestruzzo non contenente cloruri per diverse condizioni di apporto di ossigeno.

In Figura 3 sono indicati i punti di incontro delle curve caratteristiche per il calcestruzzo esposto all'atmosfera, le cui armature operano in genere a potenziali compresi tra +100 e -200 mV vs SCE.

Nel caso in cui il calcestruzzo operi completamente immerso in acqua o, comunque, in condizioni nelle quali esso è saturo d'acqua, il ridotto apporto di ossigeno alla superficie delle armature può portare il potenziale a valori minori di -400 mV vs SCE. Infine, in condizioni di totale assenza di ossigeno (molto difficili da raggiungere anche in laboratorio) il potenziale può scendere anche a valori inferiori a -900 mV vs SCE ed il solo processo catodico è quello di sviluppo di idrogeno.

In tutte queste condizioni le armature sono soggette a velocità di corrosione che può essere definita nulla. Il potenziale di corrosione delle armature passive, E_{corr} , è, quindi, determinato dal potere ossidante dell'ambiente. Si noti come nelle diverse condizioni ambientali, i valori di massimo e di minimo del potenziale di corrosione che possono assumere le armature passive sono rispettivamente +100 mV in calcestruzzo aerato e -1.000 mV in totale assenza di ossigeno. Ciò significa che nel calcestruzzo le armature non possono operare nelle condizioni di immunità e neppure in quelle di transpassività, salvo che non siano polarizzate imponendo dall'esterno una circolazione di corrente.

1.1.3 Innesco e propagazione della corrosione

Nel tempo il calcestruzzo può perdere le sue caratteristiche protettive essenzialmente per tre motivi:

1. partendo dagli strati più esterni e passando a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui l'estratto acquoso del calcestruzzo passa da un valore di pH maggiore di 13 ad un valore inferiore a 9 (a questo processo si assegna il nome di carbonatazione);
2. a contatto con ambienti contenenti cloruri, nel calcestruzzo possono penetrare ioni Cl^- fino a raggiungere le armature; se alla superficie delle armature giungono ioni cloruri fino a superare un tenore critico (indicativamente dell'ordine di $0,4 \div 1\%$ del contenuto in peso di cemento) il film protettivo si rompe localmente, innescando di fatto un processo di corrosione localizzato;
3. nel caso di strutture interessate da campi elettrici e, quindi, percorse da correnti disperse (o vaganti) che interferiscono con le armature, il film protettivo può essere distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature.

La distruzione del film protettivo è la preconditione necessaria perché la corrosione possa avvenire. Una volta distrutto il film, la corrosione si produce solo se, alla superficie delle armature sono presenti acqua ed ossigeno oppure, nel caso di correnti disperse, se l'interferenza continua nel tempo. La de-passivazione avviene solo sulle armature raggiunte dal fronte di carbonatazione o dal tenore critico di cloruri, per cui in genere interessa solo una parte delle strutture. È possibile, pertanto, che si formi una macrocoppia fra le armature che si corrodono e le restanti ancora in condizioni di passività (collegate elettricamente alle precedenti dalle staffe). In condizioni particolari, la formazione di una macrocoppia può aumentare la velocità con cui si produce l'attacco sulle armature che già si stanno corrodendo.

La vita delle strutture in calcestruzzo armato può essere suddivisa in due fasi nettamente distinte (Figura 4): una prima fase di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano al venir meno delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo, ed una seconda fase di

propagazione dell'attacco, più o meno veloce, a partire dal momento in cui il film protettivo è distrutto (cfr. Figura 4).

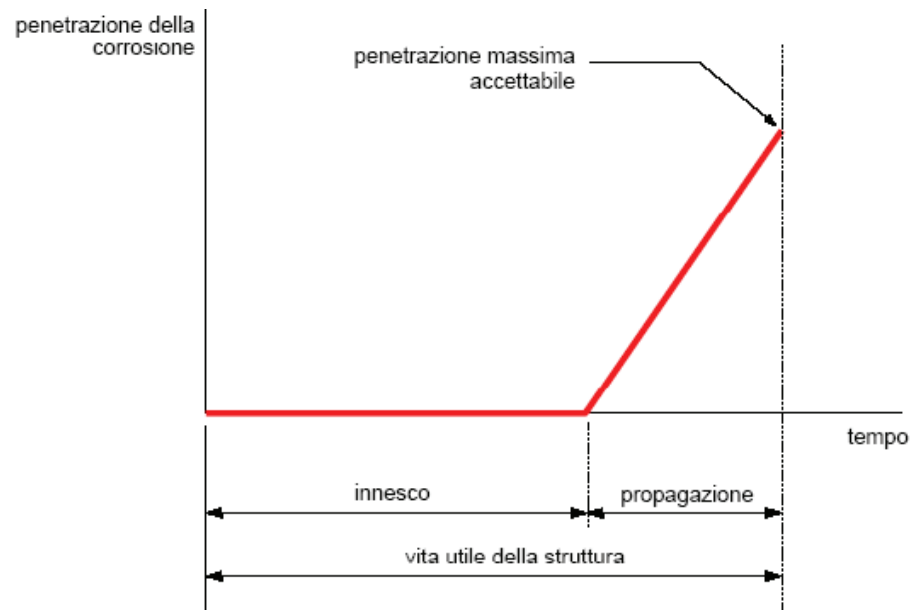


Figura 4: periodo di innesco e periodo di propagazione della corrosione di una struttura in calcestruzzo armato sottoposta a degrado da carbonatazione (modello di Tuutti [18]).

1.2 La carbonatazione

La carbonatazione è un fenomeno chimico che interessa il calcestruzzo, ma le cui conseguenze influenzano negativamente lo stato di “salute” delle armature, favorendone il processo di ossidazione.

Come noto l'ossidazione delle barre di armatura si sviluppa alla presenza di ossigeno ed acqua, quindi, sembra quasi spontaneo chiedersi in che modo l'anidride carbonica (presente in atmosfera con tenori variabili fra 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in ambiente urbano) influisca su tale fenomeno. Il calcestruzzo, oltre ad assolvere funzione portante per le strutture, è un elemento protettivo per le barre di armatura in quanto la calce in esso presente è fortemente alcalina ($13 < \text{pH} < 14$); tale tipo di ambiente mantiene l'acciaio in condizione di passività. L'anidride carbonica, però, combinandosi chimicamente con la calce, l'idrossido di calcio, i silicati di calcio idrato e di solfo-alluminati di calcio o di calcio e ferro presenti nel cemento ed altri costituenti alcalini quali idrossidi prevalentemente di sodio e di potassio presenti nei pori del calcestruzzo, genera, prevalentemente, carbonato di calcio e vapor acqueo. Il carbonato di calcio (o, comunemente calcare) ha valori di pH pari a circa 9, molto inferiori rispetto al valore 11,5, minimo necessario ad assicurare, in assenza di cloruri, le condizioni di passività dell'acciaio; quando il valore del pH è, quindi, inferiore a 11,5 il film protettivo passivante di ossido presente sulla superficie delle barre, si rompe e le armature si depassivano, diventano, cioè, vulnerabili all'attacco dell'ossigeno e dell'acqua dando origine al processo di ossidazione. Inoltre, se sono presenti cloro-alluminati, essi si dissociano e liberano ioni cloruro rendendo l'ambiente ancora più aggressivo.

La reazione di carbonatazione (eq. 1) inizia alla superficie esterna del calcestruzzo e, con il passare del tempo, interessa le regioni sempre più interne.



La trasformazione della calce in calcare, cioè il calcestruzzo carbonatato, ha una porosità minore rispetto al calcestruzzo non carbonatato, di conseguenza, si ha un aumento del valore della resistenza a compressione e, quindi, per assurdo, se il

calcestruzzo non fosse armato si avrebbe un miglioramento delle sue prestazioni resistenti, fenomeno facilmente riscontrabile con uno sclerometro.

Il problema, quindi, si presenta sul calcestruzzo solo dopo che il processo di ossidazione delle barre si protrae nel tempo, a causa del maggiore volume occupato dall'ossido rispetto all'acciaio che lo genera, del conseguente assottigliamento della sezione originaria. L'espansione volumetrica dell'ossido è ostacolata dal calcestruzzo circostante e, di conseguenza, all'interfaccia barra-calcestruzzo, si generano tensioni circonferenziali che portano alla fessurazione del copriferro, alla sua rottura ed al conseguente distacco (spalling).

Le conseguenze del processo di spalling non sono solo di carattere estetico ma anche e soprattutto di carattere strutturale. Infatti, la sezione di armatura si assottiglia ed il calcestruzzo, oltre a non offrire più protezione dagli agenti aggressivi, le espone a fenomeni di instabilità, riduzione di aderenza e disancoraggio.

La legge di penetrazione della carbonatazione è data dalla seguente equazione (2):

$$s = K \cdot t^{\frac{1}{n}} \quad (2)$$

dove s è lo spessore dello strato carbonatato, K è il coefficiente di penetrazione della carbonatazione che dipende dalle condizioni ambientali ed in particolare dall'umidità relativa (U. R.) del calcestruzzo, mentre meno marcati ma non trascurabili, sono anche quelli derivanti dalla concentrazione di CO_2 , dalla temperatura e dalla capacità del calcestruzzo di fissare la CO_2 ed impedirne la penetrazione, dal grado di idratazione, dal rapporto acqua/cemento, a/c , dalla compattazione e dalla maturazione del getto, t il tempo trascorso dalla messa in opera ed n è un coefficiente che dipende dalla porosità del conglomerato e vale 2 per calcestruzzi porosi mentre è maggiore di 2 per calcestruzzi molto compatti.

È, quindi, possibile calcolare la velocità di penetrazione della carbonatazione (decescente nel tempo) mediante la derivata rispetto al tempo della eq. (2):

$$\frac{ds}{dt} = \frac{K}{n} \cdot t^{\frac{1-n}{n}} \quad (3)$$

In calcestruzzi porosi, come detto, n vale circa 2 e, quindi, l'eq. (2) diventa ad andamento parabolico e l'eq. (3) di tipo lineare. In calcestruzzi compatti, essendo n maggiore di 2, la diminuzione nel tempo della velocità di carbonatazione è maggiore che non in quelli meno compatti. La presenza di pori nel conglomerato cementizio, infatti, favorisce la penetrazione di agenti dall'esterno.

La determinazione della profondità di penetrazione della carbonatazione si effettua in modo semplice spruzzando su una superficie di rottura del calcestruzzo una soluzione alcoolica di fenolftaleina. Le zone a pH superiore a 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre le altre zone non assumono alcuna colorazione. La prova per la verifica della penetrazione di carbonatazione deve essere eseguita poco tempo dopo l'espulsione del copriferro di calcestruzzo, o, asportandone una parte, poiché nel tempo lo strato superficiale di calcestruzzo tende a carbonatarsi. In Figura 5, si nota come, nel caso riportato, lo spessore di penetrazione è pari a circa 4 cm, ed il fronte carbonatato ha raggiunto la superficie della barra. In realtà, il fronte di carbonatazione ha già raggiunto le staffe (più esterne rispetto alle barre), innescando in esse il processo di corrosione.



Figura 5: misura di carbonatazione eseguita su pilastro in ambiente rurale

1.3 La corrosione da cloruri

I cloruri rappresentano, in tutto il mondo, una causa frequente di corrosione delle armature metalliche in calcestruzzo. Infatti, nonostante le normative attuali per la progettazione delle strutture in calcestruzzo armato vietino l'impiego di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, i sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno. Si pensi, ad esempio, alle strutture marine o in prossimità del mare ed a quelle opere stradali sulle quali è necessario spargere sali disgelanti a causa della neve. È importante osservare che, durante gli interventi di ripristino conservativo, è invece necessario verificare anche l'eventuale presenza di ioni cloruro nel calcestruzzo dovuti all'utilizzo di acque e/o aggregati di mare non lavati, oppure, al cloruro di calcio, utilizzato in passato quale accelerante di presa.

La penetrazione del cloruro nel calcestruzzo avviene o per diffusione o attraverso una combinazione di diffusione e convezione. La penetrazione è accompagnata dalla combinazione dei cloruri con i composti idratati del cemento. La penetrazione per diffusione avviene in calcestruzzo saturo di acqua, in contatto con una soluzione di cloruro, poiché si stabilisce un gradiente nella concentrazione del cloruro tra la superficie (in contatto con i cloruri) e la soluzione acquosa che riempie i pori del calcestruzzo. Gli ioni cloruro si muovono nella soluzione dei pori dalle regioni a maggior concentrazione (vicino alla superficie) verso le regioni di minor concentrazione (dentro il calcestruzzo). La diffusione è normalmente il meccanismo di trasporto principale per i cloruri, specialmente nel calcestruzzo saturo d'acqua.

La penetrazione degli ioni cloruro mediante convezione è, invece, dovuta al movimento dell'acqua nei pori interconnessi presenti all'interno del calcestruzzo.

L'attacco corrosivo dovuto alla penetrazione di ioni cloruro può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le armature. Il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film che protegge le armature dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie. Di conseguenza, l'attacco può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente modesto quando il calcestruzzo è esposto all'atmosfera e, quindi, l'ossigeno è a contatto con l'acciaio; è, invece, necessario un tenore molto più elevato quando il calcestruzzo è

immerso in mare o comunque laddove l'apporto di ossigeno risulta ostacolato, con conseguente abbassamento del potenziale di libera corrosione delle armature. In questo senso uno spessore adeguato di copriferro può offrire, per lunghi periodi, un'adeguata barriera alla penetrazione di ossigeno e ioni cloruro.

La distruzione del film protettivo provocata dai cloruri ha luogo, almeno in condizioni di pH elevato, in forma localizzata, per cui è selettivo anche l'attacco conseguente. Le zone nelle quali il film protettivo viene a mancare funzionano da anodo (zona attiva), mentre quelle circostanti su cui il film è ancora presente funzionano da catodo, ed ha luogo la riduzione dell'ossigeno (zona passiva). La morfologia dell'attacco è quella tipica della forma di corrosione localizzata del pitting. Il passaggio di corrente (generata dalla differenza di potenziale tra ossido e metallo) dalle aree anodiche a quelle catodiche circostanti contribuisce ad aumentare ulteriormente l'aggressività nella zona anodica, in quanto la arricchisce di cloruri (trasportati dalla corrente), e ne abbassa l'alcalinità. Inoltre, a causa dell'idrolisi dei prodotti anodici, il pH all'interno di un *pit* può diminuire, in certi casi, fino a valori inferiori a 3 (Figura 6a). Viceversa, nella zona catodica, il film protettivo si rafforza, in quanto, gli ioni cloruro sono allontanati con conseguente aumento dell'alcalinità ed un relativo abbassamento del valore del potenziale (Figura 6b). Queste circostanze dapprima stabilizzano il funzionamento anodico e catodico delle aree rispettivamente attive e passive e, poi, accelerano il processo corrosivo (meccanismo autocatalitico del pitting), che può raggiungere velocità di penetrazione molto elevate (fino a 1 mm/anno).

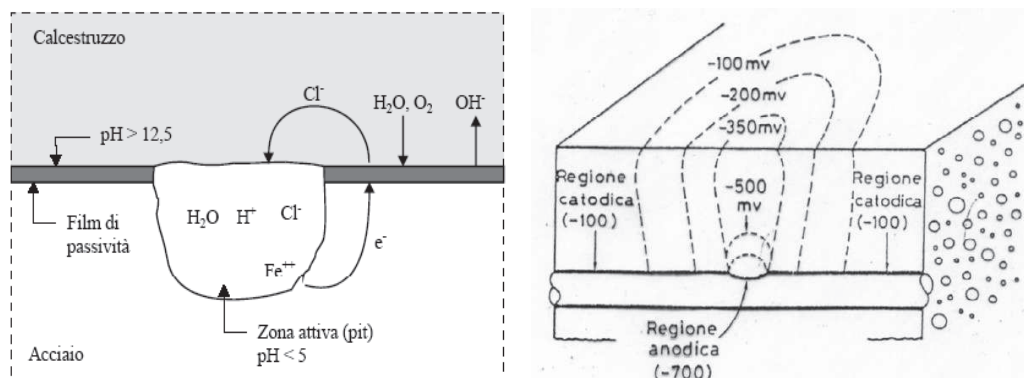


Figura 6: a) schema di un attacco di tipo pitting, b) variazione dei valori di potenziale.

Le condizioni di insorgenza dell'attacco dipendono dalle caratteristiche del calcestruzzo e dall'esposizione ambientale. Nelle strutture aeree, per le quali le armature sono caratterizzate da potenziali vicini a 0 mV vs SCE, l'innescò ha luogo al di sopra di un tenore critico di cloruri. In pratica, con calcestruzzi non carbonatati (pH superiore a 13) ottenuti con normali cementi Portland, il rischio di corrosione è definito basso per tenori di cloruri inferiori a 0,4% in peso rispetto al contenuto di cemento, ed elevato per tenori superiori ad 1%. Il limite critico tende verso valori più alti nel caso di calcestruzzi poco permeabili e con aggiunte pozzolaniche o di scoria d'altoforno. In realtà, sono pericolosi solo i cloruri disciolti nell'acqua presente nei pori della matrice cementizia, ma non quelli legati chimicamente ai costituenti dell'impasto in forma di sali insolubili (come, ad esempio, i cloruri che si legano all'alluminato tricalcico per dare cloroalluminati). Poiché tra i cloruri disciolti e quelli legati chimicamente esiste sempre un equilibrio, variando la composizione del calcestruzzo e, quindi, la sua capacità di formare legami, si può variare il tenore di cloruri in soluzione, anche se si mantiene invariata la loro concentrazione totale. La capacità da parte del calcestruzzo di legare i cloruri dipende soprattutto dal contenuto di alluminato tricalcico nel cemento. Ad esempio, con i cementi solfato-resistenti (caratterizzati da un basso tenore di alluminato tricalcico) il rischio di corrosione, a parità di contenuto totale di cloruri, è più elevato che non i comuni cementi Portland.

Nel caso di strutture immerse in acqua o comunque prossime alla saturazione, le cui armature sono caratterizzate da potenziali molto negativi, compresi fra -400 e -200 mV SCE, il tenore critico di cloruri è notevolmente più elevato, potendo raggiungere anche valori di un ordine di grandezza superiore a quello delle strutture aeree. In questo caso, infatti, il processo di corrosione è lento dato lo scarso o nullo apporto di ossigeno dovuto al fatto che la struttura è immersa in acqua.

Se la concentrazione di ioni cloruri in una struttura è molto elevata, si pensi ad esempio a manufatti prossimi al mare o parzialmente immerse (zone di asciutto-bagnato) il processo di corrosione si sviluppa in modo generalizzato.

Sono stati elaborati differenti modelli per la descrizione del processo di penetrazione dei cloruri e, negli anni, sono state condotte molte indagini sperimentali. Una procedura semplificata è basata sull'assunzione che il processo di diffusione dei cloruri può essere modellato utilizzando la seconda legge di Fick, [19]. In questa sede si

considera che il coefficiente di diffusione e la concentrazione superficiale dei cloruri siano costanti nel tempo:

$$C(x, t) = C_s \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right] \quad (4)$$

Dove $C(x, t)$ è il contenuto di cloruri [kg/m^3] a una distanza, x , [m] in un istante generico di tempo, t , [s], C_s è la concentrazione superficiale di cloruri [kg/m^3], D_a , è il coefficiente di diffusione apparente [m^2/s]. Dall'equazione (4) è possibile calcolare il tempo d'innesco della corrosione con riferimento ad un'assegnata concentrazione critica di cloruri sulle barre. Il coefficiente di diffusione dei cloruri, D_a , è stato assunto costante anche se, a rigore, è funzione del tempo.

1.4 Morfologia e conseguenze strutturali del fenomeno corrosivo

La carbonatazione, laddove raggiunge le armature, distrugge completamente il film passivo; i cloruri ne provocano, invece, una “rottura” localizzata (corrosione per pitting), a meno che non siano presenti in tenori molto elevati; le correnti disperse lo distruggono laddove lasciano le armature per entrare nel calcestruzzo. Pertanto:

- la corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell’armatura. È facilmente individuabile anche dall’esterno, in quanto sulla superficie del copriferro si notano macchie di ossido di colore brunastro, tipiche del fenomeno di corrosione dell’acciaio;
- la corrosione da cloruri risulta, in generale, di tipo localizzato con attacchi penetranti, ciascuno di limitata estensione, che si configurano come veri e propri crateri (*pits*), circondati da zone non corrose; solo nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH) il film può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione si sviluppa in modo generalizzato;

Su armature ad alta resistenza per strutture in cemento armato precompresso, in condizioni ambientali molto specifiche, è possibile che si sviluppino cricche di corrosione sotto sforzo indotte dall’idrogeno, in grado di portare a rottura fragile il materiale. I fenomeni corrosivi sono spesso segnalati dalla comparsa alla superficie esterna del calcestruzzo di macchie di ruggine oppure da danneggiamenti del copriferro provocati dall’azione espansiva dei prodotti di corrosione (Figura 7). Questi occupano, infatti, un volume maggiore (circa 2÷6 volte in relazione al tipo di ossido che si produce) [20] rispetto a quello del ferro da cui provengono. Tuttavia, nei casi di attacco corrosivo localizzato, il calcestruzzo può presentare anche una superficie esterna integra e senza macchie di ossido. Tale tipologia di attacco, risulta, quindi, essere più pericolosa di quella generalizzata. L’assenza di sintomi esterni e la concentrazione della zona di “consumo” della barra, possono, infatti, portare a non accorgersi del fenomeno, e, contemporaneamente, ad un indebolimento locale dell’armatura o della staffa, riducendone la sezione in modo significativo o interrompendo del tutto la continuità stessa della sezione. Di seguito, si riportano le tipologie di danneggiamento tipiche dei processi di corrosione.

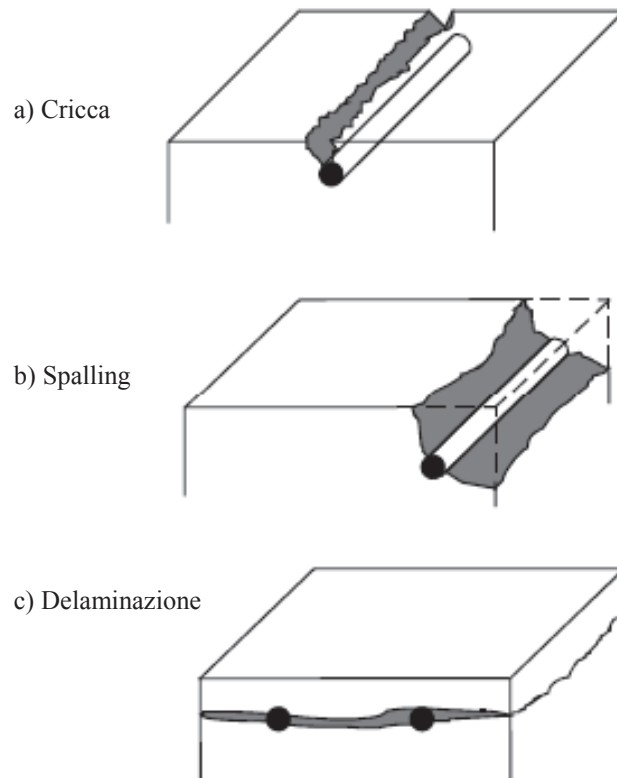


Figura 7: schematizzazione delle più comuni morfologie di propagazione della fessura in elementi in calcestruzzo armato

Le barre localizzate al centro di una sezione, solitamente, generano cricche, quelle di angolo lo spalling del copriferro, mentre in stadi avanzati del processo si assiste a fenomeni di delaminazione di tutta la sezione di copriferro.

In Figura 8 si riporta una fotografia di un prototipo di pilastro utilizzato in laboratorio che ha subito un processo di corrosione accelerato fino al raggiungimento della rottura per delaminazione. In questo caso la tipologia di attacco è da cloruri, ma con una concentrazione tale (3,5%) da generare corrosione generalizzata, con copiosa fuoriuscita di ossido.

Sebbene i fenomeni corrosivi sulle armature siano spesso confinati a ridotte porzioni delle strutture (difficilmente si verificano su elementi strutturali interni alle strutture), le loro conseguenze sono notevoli e riguardano non soltanto gli aspetti funzionali o l'aspetto estetico delle opere interessate dal processo, ma anche gli aspetti strutturali e, quindi, le condizioni di sicurezza delle strutture stesse e dei suoi fruitori.



Figura 8: prototipo di pilastro delaminato

Infatti, iniziato il processo di corrosione, se non vengono eseguiti interventi di ripristino strutturale volti ad eliminarne le cause ed a ristabilire le condizioni iniziali di passività delle armature, le conseguenze strutturali dell'attacco corrosivo possono arrivare a compromettere del tutto la struttura.

La riduzione della sezione delle armature implica, infatti, una diminuzione della resistenza a rottura, delle proprietà di deformazione e della resistenza a fatica. Inoltre, a causa dell'espansione dell'ossido, il calcestruzzo circostante si fessura (fino ad arrivare progressivamente alla rottura ed all'espulsione del copriferro) esponendo maggiormente le armature agli agenti aggressivi con conseguente aumento della velocità di corrosione. La riduzione di sezione, inoltre, può provocare la riduzione di aderenza delle armature, e addirittura condurre al disancoraggio delle stesse, sia a causa del mancato effetto di confinamento che il copriferro offre, sia a causa del disingaggio delle barre dall'alloggiamento con il calcestruzzo formatosi nella fase di getto.

Esistono, tuttavia, metodologie progettuali ed accorgimenti nella scelta dei materiali e dei loro costituenti, in relazione alla classe di esposizione ambientale del manufatto ed alla loro vita utile attesa, che permettono di ritardare l'ingresso di agenti aggressivi ed il conseguente innesco del fenomeno di corrosione e prevenirne gli effetti, con notevole risparmio in termini economici ed ambientali.

1.5 Metodi preventivi di protezione

La prevenzione della corrosione delle armature e, più in generale, del degrado di una struttura in calcestruzzo armato, inizia in sede di progetto dell'opera, nel momento della concezione e del calcolo strutturale, del disegno dei suoi particolari costruttivi, della scelta dei materiali da utilizzare e delle loro proporzioni ottimali. Si sviluppa, poi, nella fase della sua realizzazione con la preparazione, la messa in opera, la costipazione e la maturazione del calcestruzzo. Continua, infine, per tutta la sua vita di servizio con il monitoraggio e gli interventi programmati di ispezione e manutenzione.

I metodi preventivi che possono essere applicati affinché il fenomeno della corrosione sia ritardato, riguardano sostanzialmente due aspetti fondamentali: una progettazione architettonica che eviti, soprattutto, ristagno e penetrazione di acque meteoriche e la scelta di materiali adeguati alla classe di esposizione ambientale e del micro clima dell'elemento strutturale considerato. È possibile, in aggiunta, applicare metodi di protezione durante la vita di servizio della struttura.

1.5.1 Metodi di prevenzione in fase di progetto e realizzazione dell'opera

In merito alle misure di prevenzione riguardanti specificamente la progettazione, la messa in opera e la manutenzione delle strutture, ci si limita, in questa sede, a richiamare alcune regole pratiche.

In fase di progettazione si dovrà fare attenzione affinché:

- la tipologia dell'opera consenta l'accessibilità, l'ispezione e la facile manutenzione delle strutture portanti;
- lo schema strutturale sia tale da limitare al minimo gli sforzi di trazione nel calcestruzzo, che favoriscono l'innescò della fessurazione e la conseguente penetrazione degli agenti aggressivi, in maniera più veloce;
- il progetto dei dettagli costruttivi debba, con riferimento anche a quelle che saranno le modalità esecutive, evitare geometrie complesse, spigoli vivi, addensamenti di

armature; in merito occorre ricordare, ad esempio, che giunti di dilatazione, appoggi ed ogni zona di possibile ristagno d'acqua costituiscono punti di discontinuità della struttura e, pertanto, punti di infiltrazione di agenti aggressivi ed ossigeno;

In sede di messa in opera occorre adottare tutte le precauzioni necessarie affinché:

- l'impasto del calcestruzzo non subisca modificazioni durante il trasporto o, comunque, prima della messa in opera;
- il getto non subisca segregazione o cattivo costipamento durante la posa in opera;
- la vibrazione del calcestruzzo porti alla massima compattazione possibile;
- gli effettivi spessori di copriferro corrispondano a quelli di progetto (eseguito secondo le direttive delle normative vigenti);
- le condizioni di temperatura e di umidità siano mantenute ottimali per un periodo sufficientemente lungo, al fine di consentire una corretta idratazione del cemento e, quindi, una corretta maturazione del calcestruzzo.

Ovviamente in queste fasi devono essere messi in atto tutti i controlli di accettazione sui materiali necessari per ottenere un prodotto che rispetti i requisiti qualitativi richiesti dalle normative e rispondenti alle prescrizioni progettuali. Le figure coinvolte nella progettazione, e nella realizzazione di una struttura sono molteplici (progettista, confezionatore del calcestruzzo, direttore dei lavori, impresa esecutrice e addetta alla manutenzione, collaudatore) risultano, pertanto, particolarmente importanti i controlli alla loro interfaccia, cioè dove la responsabilità della qualità del prodotto passa da un soggetto ad un altro. La Figura 9. illustra alcuni dettagli costruttivi che la pratica costruttiva ha indicato essere causa frequente di insuccessi e propone alcune alternative corrette. Tali accorgimenti progettuali, non sono la soluzione definitiva al problema ma danno ad essa un contributo significativo, diminuendo i punti di penetrazione degli agenti aggressivi, ritardando, quindi, di fatto, le fasi di innesco e propagazione del fenomeno corrosivo.

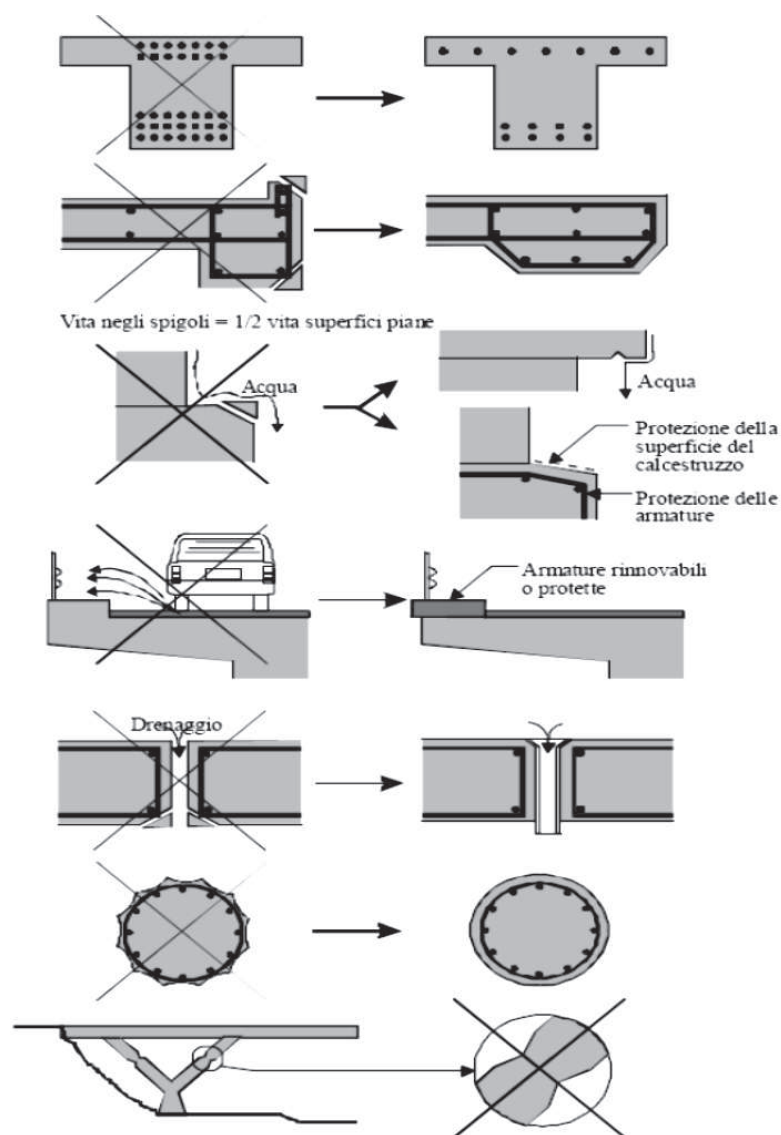


Figura 9: esempi di errata e corretta progettazione

Di seguito sono esaminati in dettaglio i parametri che più di altri contribuiscono al prolungamento della vita utile dell'elemento strutturale e, più in generale, dell'intero manufatto. In particolare, sarà esposta l'importanza di progettare strutture con valori di copriferro adeguati alla classe di esposizione ambientale in cui l'opera sarà costruita, della messa in opera e della compattazione del getto di calcestruzzo ed infine dell'importanza del curing (o maturazione).

1.5.1.1 Il copriferro

La progettazione di elementi strutturali con spessori di copriferro adeguato, in relazione alle direttive normative, comporta una serie di effetti benefici in termini di durabilità della struttura. Una delle funzioni principali del copriferro è di offrire protezione alle armature sottostanti interponendosi come barriera all'ambiente esterno. Il suo spessore netto va calcolato dalla superficie esterna delle staffe fino alla faccia esterna dell'elemento strutturale. Un adeguato spessore di copriferro, garantisce una minore permeabilità del calcestruzzo agli agenti aggressivi allungando, quindi, il tempo necessario affinché essi penetrino fino a raggiungere la superficie delle armature.

La legge di penetrazione degli agenti aggressivi varia in relazione alla tipologia di attacco corrosivo, per cui, spessori maggiori del copriferro influenzano in maniera differente il tempo di penetrazione. A questo proposito si ricorda che lo spessore interessato dalla penetrazione della carbonatazione assume nel tempo valori uguali o (su tempi lunghi) inferiori a quelli espressi dalla equazione (4). Si è detto, per esempio, che la equazione (4), per calcestruzzi porosi, assume una forma parabolica, pertanto, se lo spessore di copriferro è, ad esempio, pari alla metà di quello nominale, in tali zone il tempo di innesco si riduce esponenzialmente (Figura 10).

Considerazioni analoghe valgono anche nel caso il calcestruzzo risulti contaminato da cloruri. D'altra parte gli aumenti di spessore del copriferro ritardano la fessurazione del calcestruzzo causata dalle tensioni circonferenziali indotte dai prodotti di corrosione delle armature e, nel caso di strutture immerse in acqua di mare, fanno aumentare la resistenza elettrica attorno alle armature, deprimendo l'attività di eventuali macrocoppie. Al crescere dell'aggressività ambientale è in teoria possibile, attraverso un aumento dello spessore di copriferro, mantenere costante il grado di affidabilità delle strutture. In pratica, però, gli spessori non possono superare certi limiti per motivi meccanici ed economici.

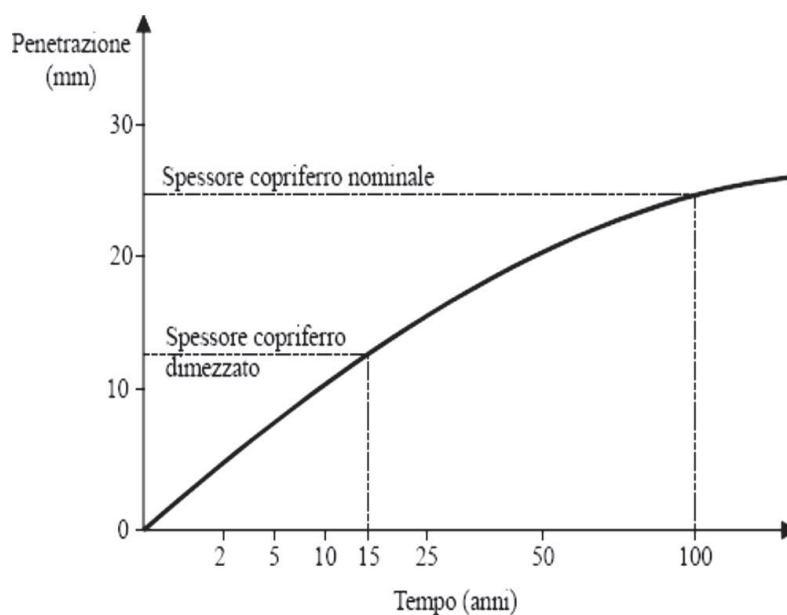


Figura 10: riduzione del tempo di innesco della corrosione per riduzioni locali dello spessore del copriferro in caso di corrosione da carbonatazione



Figura 11: immagini relative ad elementi strutturali realizzati con scarsi o nulli spessori di copriferro

Di seguito si riporta, in forma integrale, il paragrafo 4.1.3.3 dell'Eurocodice 2 (EC2) [21], norma europea recepita per la stesura finale delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 D. M. 14/01/2008 (NTC2008) [22], attualmente in vigore in Italia.

“P(1) Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna della armatura (inclusi collegamenti e staffe) e la superficie di calcestruzzo più vicina.

P(2) Un copriferro minimo deve essere realizzato per assicurare:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza (vedere 5);
- che non avvenga spalling;
- un'adeguata resistenza al fuoco (vedere parte 10);
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione [vedere P(3) e ENV 206] [23].

P(3) La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza continua di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, maturato correttamente. Lo spessore del ricoprimento richiesto dipende sia dalle condizioni di esposizione che dalla qualità del calcestruzzo.

P(4) In primo luogo deve essere definito il copriferro minimo richiesto secondo il criterio formulato in P(3). Questo copriferro deve poi essere aumentato, per tenere conto della tolleranza, di una quantità Δh che dipende dal tipo e dalla dimensione dell'elemento strutturale, dal tipo di costruzione, dal livello di preparazione professionale in cantiere e di controlli di qualità e dalla disposizione delle armature. Il risultato ottenuto rappresenta il copriferro nominale richiesto, che deve essere specificato sui disegni.

(5) Per trasmettere correttamente le forze di aderenza e per assicurare un'adeguata compattezza, il copriferro della barra o del cavo considerato deve, di regola, essere non minore di:

- \varnothing o \varnothing_n , oppure
- $(\varnothing + 5 \text{ mm})$ o $(\varnothing_n + 5 \text{ mm})$ se $d_g > 32 \text{ mm}$

dove: \varnothing è il diametro della barra o della guaina (post-tensione);

\varnothing_n è il diametro equivalente per un fascio di armature;

d_g è la massima dimensione nominale dell'aggregato più grosso.

Di regola occorre anche fare riferimento a 5.4 della ENV 206.

(6) Il ricoprimento minimo di tutte le armature, compresi i collegamenti e le staffe, deve di regola essere non minore del valore prescelto fra quelli del prospetto 4.2, in funzione delle classi di esposizione pertinenti quali definite nel prospetto 4.1.

(7) Qualora venga disposta un'armatura di pelle (vedere 5.4.2.4) il ricoprimento deve, di regola, essere conforme al punto (6), a meno che non vengano usate speciali misure protettive (per esempio rivestimenti protettivi).

(8) Per elementi prefabbricati il valore della tolleranza Δh è usualmente compreso nel campo $0 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 5 \text{ mm}$, se il controllo di produzione può garantire tali valori e se ciò è verificato mediante controllo di qualità. Il valore è compreso nel campo $5 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 10 \text{ mm}$ per strutture di cemento armato realizzate in opera. Regole ulteriori per l'esecuzione (anche relative alle tolleranze) e per la preparazione professionale sono date in 6.

(9) Per calcestruzzi gettati direttamente a contatto di superfici irregolari conviene generalmente aumentare il ricoprimento minimo indicato nel prospetto 4.2 per tenere conto di tolleranze più ampie. Ad esempio, per un calcestruzzo gettato direttamente contro terra il ricoprimento minimo deve essere maggiore di 75 mm (I: 60 mm); per calcestruzzi gettati su terreno preparato il copriferro minimo deve essere maggiore di 40 mm.

Superfici aventi conformazioni di progetto particolari, come finiture rigate o aggregati affioranti, richiedono anch'esse copriferri incrementati.

(10) I copriferri minimi richiesti e riportati nel prospetto 4.2, modificati per tenere conto delle tolleranze, possono essere insufficienti per la protezione al fuoco. Particolari requisiti per la resistenza al fuoco sono indicati in parti separate.

(11) Nel calcestruzzo precompresso mediante pretensione il ricoprimento minimo deve essere non minore di $2\varnothing$, dove \varnothing è il diametro delle armature. Nel caso di fili nervati il copriferro minimo deve essere di regola non minore di $3\varnothing$.

(12) Nel calcestruzzo precompresso mediante post-tensione il minimo copriferro è riferito alla guaina. Di regola il ricoprimento minimo deve essere non minore del diametro della guaina stessa. Per guaine rettangolari il copriferro minimo non sarà inferiore alla più piccola dimensione della sezione trasversale della guaina e alla metà della dimensione maggiore.

Prospetto 4.2 - Ricoprimenti minimi delle armature richiesti per calcestruzzi di massa volumica normale
1)

		Classe di esposizione definita nel prospetto 4.1								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c ^{3) 4)}
copriferro minimo ²⁾ [mm]	Barre di armatura	15	20	25	40 (1:35)	40 (1:35)	40 (1:35)	25	30	40
	Acciaio da precompresso	25 (1:20)	30	35	50 (1:40)	50 (1:40)	50 (1:40)	35	40 (1:35)	50 (1:45)
<p>Al fine di soddisfare le disposizioni di 4.1.3.3 P(3), questi valori minimi di ricoprimento devono di regola essere associati alle particolari proprietà del calcestruzzo, descritte nel prospetto 3 della ENV 206.</p> <p>Per elementi piastra, il copriferro può essere ridotto di 5 mm per le classi di esposizione 2-5.</p> <p>Una riduzione di 5 mm può anche essere applicata per calcestruzzi di classe C40/50 o superiore associati rispettivamente a classi di esposizione 2a-5b per calcestruzzo armato ordinario e 1-5b per calcestruzzo armato precompresso. Comunque il copriferro minimo non sarà mai inferiore a quello previsto per classe di esposizione 1 del prospetto 4.2.</p> <p>La classe di esposizione 5c implica la messa in opera di una barriera di protezione al fine di evitare ogni contatto diretto con l'elemento aggressivo.</p>										

Nota: Il NAD italiano aggiunge:

Si rammenta di tener presenti le note (1), (2), (3), (4) riportate nel Prospetto 4.2.

Si ricorda inoltre che il punto 4.1.3.3.P (4) prescrive che “il copriferro deve essere aumentato, per tener conto della tolleranza, di una quantità Δh che dipende dal tipo e dalla dimensione dell'elemento strutturale, dal tipo di costruzione, dal livello di preparazione professionale in cantiere e di controllo di qualità, e dalla disposizione delle armature. Il risultato ottenuto rappresenta il copriferro nominale richiesto che deve essere specificato sui disegni”.

1.5.1.2 La messa in opera e la compattazione

In fase di esecuzione dell'opera è importante il controllo della qualità del calcestruzzo, ma anche la modalità di messa in opera e compattazione risultano operazioni fondamentali a garantire la durabilità. Il fenomeno della segregazione, dovuto ad una cattiva vibrazione del getto di calcestruzzo, può portare alla presenza di vuoti e discontinuità del calcestruzzo che ne aumentano la permeabilità e non

consentono una perfetta passivazione delle armature, velocizzando, di conseguenza, il tempo di ingresso degli agenti aggressivi. È da notare che il fenomeno della segregazione può verificarsi anche se la compattazione del getto è eseguita in maniera corretta, ma, in particolar modo per elementi strutturali fortemente armati, anche se il mix-design del calcestruzzo non è appositamente pensato e progettato.

Messa in opera, compattazione e progettazione del mix-design del calcestruzzo sono operazioni che devono, quindi, essere eseguite e pensate al fine di agevolare e favorire il totale riempimento della cassaforma, di rimuovere l'aria intrappolata nel calcestruzzo fresco, considerando la geometria della sezione e la distanza di interferro. In particolar modo, si dovrà porre molta attenzione al rapporto a/c ed alla dimensione massima, d_{MAX} , dell'aggregato, oltre che all'eventuale utilizzo di additivi fluidificanti.

Il tempo di durata della compattazione deve aumentare al diminuire della classe di slump. Tempi troppo lunghi, però, in particolar modo in calcestruzzi con classi di slump elevate, portano alla segregazione del getto. Nel caso di strutture di geometria complessa, è possibile ricorrere a calcestruzzi auto-compattanti (Self Compacting Concrete, SCC) che, grazie alla loro particolare composizione, raggiungono gradi di fluidità tali da poter essere gettati in opera senza richiedere alcuna vibrazione.

1.5.1.3 La maturazione

Il processo di maturazione del getto di calcestruzzo consiste nel favorire l'idratazione del cemento attraverso il controllo del grado di umidità e dell'aumento della temperatura, dovuto al calore di idratazione del calcestruzzo nei giorni successivi alla messa in opera. Spesso per ottenere un'adeguata maturazione è sufficiente bagnare la superficie, ridurre l'evaporazione dell'acqua e/o ritardare la rimozione dei casseri. Di recente si utilizzano fogli sottili di cellophan che coprono le superfici orizzontali, in modo da evitare l'evaporazione dell'acqua di impasto. Una buona maturazione del getto di calcestruzzo, quindi, oltre a favorire lo sviluppo della resistenza meccanica, aumenta la durabilità del manufatto, anche se le conseguenze di una cattiva maturazione affliggono maggiormente quest'ultima. I tempi minimi di stagionatura dei calcestruzzi sono riportati nella norma ENV 13670 [24].

1.5.2 Metodi di prevenzione in fase di scelta dei materiali

Il manifestarsi di fenomeni di degrado precoce ed inaspettato su strutture in calcestruzzo armato, che al momento della costruzione si ritenevano di durata pressoché illimitata, ha portato ad introdurre, negli anni '70 del secolo scorso, il concetto di durabilità ed a definire la vita utile o vita di servizio.

Si definisce vita utile di una struttura il periodo di tempo in cui è in grado di mantenere i requisiti previsti di sicurezza, stabilità e funzionalità, senza richiedere costi straordinari di manutenzione e di ripristino. I metodi utilizzati per definire le specifiche di un calcestruzzo durevole nei confronti dei diversi tipi di degrado, compresa la corrosione delle armature, si basano sulla norma ENV 206 (o la corrispondente UNI 9858 [25] che in Italia ha valore di legge perché è stata recepita dal decreto ministeriale del 14/02/92 [26]) e nell'Eurocodice 2. Queste norme definiscono le classi di esposizione ambientale e, all'aumentare dell'aggressività esterna, impongono vincoli sempre più stretti per il rapporto a/c, il dosaggio della quantità di cemento, la classe di lavorabilità del calcestruzzo, le modalità con cui deve essere messo in opera e fatto maturare, lo spessore di copriferro; inoltre, per le condizioni che possono provocare degrado da gelo-disgelo ed attacco solfatico, impongono quantitativi minimi di aria e specifici tipi di cemento.

Nel caso delle strutture esposte all'atmosfera, le specifiche impongono caratteristiche del calcestruzzo e di spessore del copriferro sicuramente adeguate per garantire vite di servizio di almeno 50 anni. Pertanto, il semplice rispetto di queste norme eliminerebbe la grande maggioranza delle forme di degrado, corrosione compresa, che oggi si riscontrano e che sono legate ad una errata scelta o messa in opera dei materiali. Peraltro, in relativamente poche, ma molto importanti, condizioni di esposizione ambientale, soprattutto connesse con la presenza di cloruri e, quindi, raggruppabili nelle classi di esposizione 3 e 4 (cfr. Tabella 1), le normative non sono adeguate. I valori determinati da un corretto mix-design risultano essere ben più restrittivi dei limiti imposti dalla ENV 206 e dall'Eurocodice 2.

Tabella 1: Definizione delle classi di esposizione definite dalla UNI EN 206.

Classe di Esposizione		Esempi di condizioni ambientali
1) Ambiente secco		Interni di abitazioni o uffici. *
2) Ambiente umido	a) senza gelo	Interni con umidità elevata (U.R.>70%), elementi strutturali esterni, elementi strutturali in acqua o in terreni non aggressivi.
	b) con gelo	Elementi esterni esposti al gelo, elementi in acqua o in terreni non aggressivi, ma esposti al gelo, elementi interni con umidità elevata esposti al gelo.
3) Ambiente umido con gelo e agenti disgelanti		Elementi esterni esposti al gelo ed ai sali antigelo: viadotti autostradali, solette di ponti, aeroporti, ecc.
4) Ambiente marino	a) senza gelo	Elementi parzialmente o completamente sommersi in mare o situati nella zona di battigia, elementi in aria ricca di salsedine (zone costiere).
	b) con gelo	Elementi parzialmente o completamente sommersi in mare o posti nella zona di battigia, esposti al gelo, elementi in aria ricca di salsedine ed esposti al gelo.
Le seguenti classi possono presentarsi da sole o assieme alle precedenti		
5) Ambiente chimicamente aggressivo **	a)	Ambiente debolmente aggressivo (gas liquidi o solidi), atmosfera industriale aggressiva.
	b)	Ambiente moderatamente aggressivo (gas liquidi o solidi).
	c)	Ambiente fortemente aggressivo (gas liquidi o solidi).
<p>* Questa classe di esposizione resta valida se, prima che la costruzione sia terminata, la struttura o i componenti non si trovino esposti a condizioni più severe per un prolungato periodo di tempo.</p> <p>** Gli ambienti chimicamente aggressivi per la presenza di solfati o di CO₂ sono classificati nella UNI 9881 (per la UNI 9858) e nella ISO 9690 (per la ENV 206).</p>		

1.5.2.1 Il rapporto acqua/cemento

Il rapporto tra la quantità di acqua e la quantità di cemento (a/c) al momento dell'impasto è il parametro fondamentale per il controllo della porosità capillare della pasta cementizia e, quindi, per controllare e limitare la resistenza alla penetrazione delle specie aggressive. La scelta di un rapporto a/c sufficientemente basso (0,40) in relazione all'aggressività ambientale, associato ad una corretta stagionatura, è il primo passo indispensabile per ottenere un calcestruzzo resistente sia alla carbonatazione sia alla penetrazione dei cloruri. Valori minimi del rapporto a/c sono forniti nella UNI EN 206 e nel D. M. 14/01/2008.

1.5.2.2 Il contenuto di cemento

L'aumento del contenuto di cemento, per un dato rapporto a/c, consente l'impiego di una maggiore quantità di acqua nell'impasto e, quindi, una maggiore lavorabilità; tuttavia, un aumento del dosaggio di cemento può favorire la fessurazione dovuta ad un rapido sviluppo delle reazioni di idratazione (aumenta il calore di idratazione) od al ritiro igrometrico oppure alla reazione alcali aggregati. È, pertanto, importante progettare l'impasto del calcestruzzo in relazione alle disposizioni normative.

1.5.2.3 Il tipo di cemento

Il tipo di cemento assume particolare importanza nel caso di costruzioni che devono operare in presenza di cloruri. A parità di altre condizioni i cementi di miscela (i cementi al calcare non rientrano in questa categoria) e quelli di altoforno sono quelli che maggiormente si oppongono alla penetrazione degli ioni cloruri. Purtroppo alcuni cementi d'altoforno hanno un contenuto di cloruri fino allo 0,2% in peso che in parte vanifica i vantaggi sopra indicati. I cementi di miscela hanno, inoltre, effetti benefici nel prevenire attacchi da solfati e per la reazione alcali-aggregati e sono caratterizzati da un basso calore di idratazione.

1.5.3 Metodi di protezione aggiuntiva

In particolari condizioni caratterizzate da aggressività molto elevata, dalla impossibilità di avere spessori di copriferro adeguati, dalla indisponibilità di calcestruzzi di qualità oppure da una vita di servizio particolarmente lunga, può risultare opportuno, o necessario, aumentare la durabilità della struttura, rispetto a quella ottenibile seguendo le norme, facendo ricorso a specifiche misure di prevenzione basate su interventi che modificano le caratteristiche del calcestruzzo, delle armature, dell'ambiente esterno o della struttura stessa. A volte le misure di prevenzione sono applicate solo a parti critiche della struttura (giunti, appoggi, ancoraggi) oppure solo alle armature più esterne.

Le misure preventive, spesso dette di protezione aggiuntiva, operano impedendo che le specie aggressive raggiungano le armature oppure controllando il processo corrosivo attraverso il blocco del processo anodico o della circolazione di corrente nel calcestruzzo.

È, quindi possibile, applicare protezioni aggiuntive sul controllo delle caratteristiche del calcestruzzo, delle armature, dell'ambiente esterno e delle strutture nel loro complesso. Gli interventi sul calcestruzzo possono essere di tipo intrinseco, agendo cioè sulle caratteristiche fisiche (ad esempio variando il coefficiente di diffusione, D , la costante di diffusione dell'anidride carbonica, K , ed il ritiro igrometrico del calcestruzzo, S , oppure di superficie, ad esempio utilizzando degli inibitori di corrosione).

Anche gli interventi sulle armature possono essere di tipo intrinseco, che vanno ad agire sulla natura stessa del metallo (utilizzo di acciai inossidabili) o di tipo superficiale, rivestendo, ad esempio, i metalli con altri metalli meno nobili (zinco), con rivestimenti organici (resine epossidiche) o applicando una protezione catodica che ne altera il potenziale. Il controllo dell'ambiente esterno è praticabile controllando il grado di umidità, ad esempio dei locali seminterrati, oppure controllando il contenuto dei sali disgelanti. Gli interventi sulle strutture possono essere fatti in sede di progetto (con adeguati spessori di copriferro e geometrie semplici) ed in sede di maturazione del getto di calcestruzzo.

Non è invece possibile impedire il prodursi della reazione catodica (nessuna tecnica oggi disponibile riesce ad annullare l'apporto di ossigeno alle armature, a meno che non si possa mantenere completamente e permanentemente satura d'acqua la struttura).

1.5.3.1 Misure di prevenzione in presenza di cloruri

Ogni tipologia di misura di prevenzione aggiuntiva ha, però, dei limiti di contenuto di tenore di cloruri (percentuale in peso rispetto al contenuto di cemento) oltre la quale il loro effetto non è quello desiderato. In Tabella 2 sono confrontate le concentrazioni massime di cloruri che le principali tecniche di prevenzione possono sopportare.

Per quanto riguarda il costo delle diverse misure di prevenzione sono disponibili solo indicazioni di larga massima e comunque incomplete, anche perché il costo effettivo varia da un'applicazione all'altra e comunque le prestazioni non sono confrontabili.

Ciò premesso, rispetto alle normali armature di acciaio al carbonio, le armature zincate hanno un costo superiore di circa il 20%, quelle rivestite con resine epossidiche hanno un costo quasi doppio, mentre le armature in acciaio inossidabile circa 8÷10 volte maggiore. L'impiego degli inibitori nei dosaggi più elevati raddoppia circa il costo del calcestruzzo.

Tabella 2: valori indicativi del tenore massimo di cloruri raggiungibile alla superficie delle armature per alcuni metodi di protezione aggiuntiva

Tipologia di Prevenzione Aggiuntiva	Tenore di Cloruri
Acciaio al Carbonio	0,40%÷1,00%
Inox ferritico 12% Cromo	1,50%÷2,00%
Inibitori di corrosione	1,00%÷3,00%
Inox Austenitico AISI 304	3,50%÷5,00%
Protezione Catodica	qualsiasi percentuale
Acciaio Zincato	1,00%÷1,50%
Rivestimenti Epossidici	in relazione alla loro natura
Inox Altolegati Cromo-Molibdeno	cresce al crescere della percentuale di Cr e Mo

1.5.3.2 Inibitori di corrosione

Gli inibitori di corrosione sono composti chimici che, aggiunti al calcestruzzo in tenori molto modesti (in genere in concentrazione 10^{-3} molare), controllano la velocità di corrosione. Esistono inibitori anodici che consentono il mantenimento alla superficie delle armature di condizioni di passività, inibitori catodici che abbassano la velocità della reazione catodica di riduzione di ossigeno ed inibitori misti che agiscono sia sul processo catodico che su quello anodico. Gli inibitori più efficaci in mezzi neutri o alcalini, e, quindi, in calcestruzzo, sono quelli anodici. L'efficienza di un inibitore dipende dalla sua concentrazione alla superficie delle armature, dal fatto che queste siano passive o invece stiano già corrodendosi, dalla permeabilità del calcestruzzo, dal pH del suo estratto acquoso, dalla temperatura, dal tenore di ioni cloruri e di altri anioni e dal tenore di ossigeno.

Diversi composti sia organici che inorganici e loro miscele hanno proprietà inibenti nei confronti della corrosione delle armature. Alcuni di questi presentano anche effetti negativi sulle caratteristiche meccaniche o su altre proprietà del calcestruzzo o altri effetti collaterali non accettabili (di inquinamento ambientale, di tossicità, ecc.) e, quindi, non possono essere utilizzati.

L'inibitore anodico di corrosione di più lunga tradizione, impiegato fin dagli anni '70 del secolo scorso, e più utilizzato rimane comunque il nitrito di calcio, CaNO_2 . La sua presenza nel calcestruzzo contribuisce a rafforzare il film protettivo alla superficie delle armature ed a mantenerlo stabile in presenza di tenori di cloruri rilevanti. La quantità di inibitore richiesta dipende dal contenuto di cloruri che si prevede possa raggiungere le armature. È necessario, infatti, che il rapporto tra le concentrazioni di nitrito e ioni cloruro, $[\text{NO}_2^-]/[\text{Cl}^-]$, sia superiore ad un minimo, indicativamente compreso tra 1,00 e 1,25. In corrispondenza al massimo dosaggio in genere consigliato (30 l/m^3), il nitrito di calcio può aumentare il tenore critico dei cloruri dal valore usuale di $0,40 \div 1,00\%$ fino a circa il $3,00\%$ in massa rispetto al cemento. Il tenore di inibitore necessario dipende dalla quantità di cloruri che si prevede possa raggiungere la superficie delle armature durante la vita della struttura. In Tabella 3 si riporta il giusto dosaggio di inibitore in funzione del contenuto di cloruri presenti sull'armatura.

Tabella 3: dosaggio di inibitore in funzione del contenuto di cloruri.

Nitrito di calcio (l/m³ di soluzione al 30%)	Contenuto di cloruri (kg/m³ di calcestruzzo)
10	3.4
15	5.8
20	7.7
25	8.9
30	9.4

Il mantenimento dell'azione inibente del nitrito non è assicurato in calcestruzzi di qualità scadente. Pertanto, questo inibitore è impiegato solo con calcestruzzi di buona qualità; le specifiche di un calcestruzzo adeguato possono essere riassunte secondo quanto segue: rapporto a/c preferibilmente pari 0,4 (mai superiore a 0,5), contenuto minimo di cemento preferibilmente 350 kg/m³ (e comunque non minore di 300 kg/m³), copriferro preferibilmente pari a 35 mm (ma non minore di 25 mm).

1.5.3.3 Trattamenti superficiali

La penetrazione degli agenti aggressivi può essere impedita applicando un rivestimento superficiale impermeabile (idealmente omogeneo e continuo). Tuttavia, la presenza di tale strato non consente l'evaporazione dell'acqua presente nel calcestruzzo al momento del trattamento. Questa situazione può portare a problemi di adesione al calcestruzzo e, quindi, di perdita di efficacia del rivestimento stesso. I trattamenti più diffusi sono quelli che bloccano o riducono l'ingresso dell'acqua dall'esterno, ma consentono l'evaporazione dell'acqua presente all'interno, per cui il calcestruzzo può raggiungere più bassi valori di umidità in equilibrio con l'atmosfera in cui si trova. È così possibile prolungare il periodo di innesco della corrosione oppure ridurre la velocità di propagazione se l'attacco è già iniziato.

Come illustrato in Figura 11, è possibile individuare quattro classi principali di trattamenti superficiali del calcestruzzo:

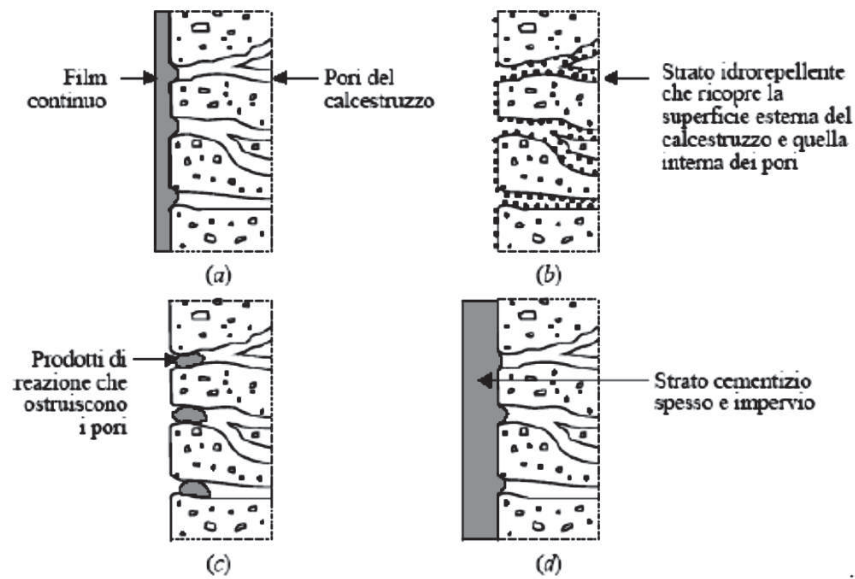


Figura 11: Illustrazione schematica dei differenti tipi di trattamento superficiale del calcestruzzo.

- (a) rivestimenti organici che formano un film continuo;
- (b) trattamenti idrorepellenti che contrastano l'assorbimento dell'acqua;
- (c) trattamenti che ostruiscono i pori;
- (d) rivestimenti con strati cementizi di elevato spessore.

Rivestimenti organici. Si tratta di rivestimenti compatibili con l'alcalinità del supporto, ottenuti con diversi tipi di legante (ad esempio: acrilico, poliuretanico, epossidico) e con pigmenti ed additivi, portati alle condizioni adatte per l'applicazione con l'aggiunta di solventi o diluenti. Formano un film continuo alla superficie del calcestruzzo di spessore in genere compreso tra 100 e 300 μm . L'efficacia della loro azione è legata all'assenza di porosità o di difetti e cresce con il loro spessore. Per bloccare la penetrazione dell'anidride carbonica vengono utilizzati rivestimenti organici con bassa permeabilità all'anidride carbonica (spessore dello strato d'aria equivalente maggiore di 50 m) ma nello stesso tempo, per evitare il distacco dal supporto, permeabili al vapore acqueo.

Trattamenti idrorepellenti. L'applicazione di un agente idrorepellente alla superficie del calcestruzzo ha lo scopo di ridurre l'assorbimento capillare di acqua e, quindi, delle sostanze aggressive in essa disciolte, in particolare dei cloruri. L'azione

repellente si manifesta solo nei confronti dell'acqua, ma non delle specie allo stato gassoso. In particolare questi trattamenti non ostacolano la penetrazione dell'anidride carbonica e, quindi, sono poco efficaci contro i fenomeni di carbonatazione. Superfici idrorepellenti possono essere ottenute impregnando il calcestruzzo con composti appartenenti alla famiglia dei siliconi, come i silani ed i silossani. Questi prodotti sono assorbiti per azione capillare anche dai pori del calcestruzzo per spessori dell'ordine di qualche millimetro e quindi ne rivestono l'interno. In questo modo l'acqua resta sulla superficie del calcestruzzo sotto forma di gocce senza essere risucchiata nei pori. Affinché il trattamento rimanga efficace nel tempo, è necessario che le sostanze idrorepellenti penetrino per uno spessore sufficiente nel calcestruzzo; altrimenti l'azione delle radiazioni ultraviolette ne causa il degrado. È importante che, al momento dell'applicazione, il calcestruzzo non sia troppo umido. Per evitare che si accumuli dell'acqua all'interfaccia tra strato idrorepellente e calcestruzzo, l'umidità in eccesso nel calcestruzzo deve evaporare liberamente.

I trattamenti che portano alla chiusura dei pori. L'ostruzione dei pori può essere ottenuta con materiali come i silicati o i silicofluoruri che penetrando all'interno dei pori reagiscono con il calcestruzzo (in particolare con l'idrossido di calcio in esso contenuto), e danno luogo a prodotti di reazione che ostruiscono i pori. Possono essere considerati di questo gruppo anche alcuni rivestimenti organici a base, ad esempio, di resine epossidiche o acriliche, di formulazione tale da consentire una sufficiente penetrazione all'interno dei pori (a volte favorita ricorrendo all'impregnazione sotto vuoto) dove induriscono e quindi esercitano la loro azione bloccante.

Rivestimenti cementizi. Si tratta di rivestimenti a bassa permeabilità e di elevato spessore. Le malte o i calcestruzzi impiegati vengono in genere miscelati con materiali polimerici per diminuire la permeabilità ed aumentare l'adesione al supporto. Questi rivestimenti presentano: buona aderenza al calcestruzzo, elevata flessibilità, elevata permeabilità al vapore acqueo, elevata resistenza alla penetrazione dei cloruri, dei solfati e dell'anidride carbonica, bassa permeabilità all'acqua e buona resistenza all'invecchiamento dovuto ai raggi solari. Grazie all'elevata deformabilità, sono particolarmente interessanti nel caso in cui il calcestruzzo sia fessurato, in quanto consentono di "chiudere" le fessure e quindi sono in grado di conservare le loro caratteristiche protettive in presenza di significativi stati fessurativi nel calcestruzzo sottostante. Presentano quindi dei vantaggi rispetto ad altri rivestimenti quando, oltre

all'azione di un ambiente aggressivo, il calcestruzzo sia sottoposto a significative sollecitazioni meccaniche, soprattutto se variabili nel tempo.

L'efficienza dei trattamenti superficiali. L'azione dei trattamenti superficiali che si esplica nel rallentare la penetrazione delle specie aggressive porta ad un allungamento del periodo di innesco soprattutto nel caso di corrosione da cloruri. Una volta che la corrosione è innescata, solo i trattamenti che ostacolano la penetrazione dell'acqua riducono sensibilmente la velocità di corrosione, e solo nel caso in cui la corrosione sia indotta dalla carbonatazione. Per definire le caratteristiche protettive di un trattamento è necessario conoscere la sua efficienza nell'ostacolare la penetrazione delle diverse specie aggressive e la sua capacità di conservare questa efficienza nel tempo. Per quanto riguarda il primo punto, l'efficienza di un trattamento può variare molto anche per piccole variazioni nella formulazione del prodotto utilizzato. Si ricorda che anche l'applicazione di un prodotto eccellente può portare a risultati disastrosi se è effettuata in modo non corretto, su un supporto non adeguatamente preparato oppure, soprattutto nel caso dei rivestimenti organici, non sufficientemente secco. Per quanto riguarda il secondo punto, i trattamenti rimangono efficaci in genere per 10÷15 anni.

1.5.3.4 Armature resistenti a corrosione

In condizioni di aggressività ambientale elevata, di vita di servizio molto lunga o di eccezionale importanza dell'opera, può risultare opportuno ricorrere ad armature resistenti alla corrosione. Queste sono essenzialmente di acciaio inossidabile e di acciaio zincato o rivestito con resine epossidiche. Possono essere utilizzate anche per il ripristino o il recupero di strutture già soggette a corrosione nelle zone in cui l'aggressività è particolarmente elevata oppure in situazioni in cui non è possibile assicurare adeguati spessori di copriferro.

Gli acciai inossidabili sono una numerosa famiglia di materiali con proprietà di resistenza alla corrosione, meccaniche, di saldabilità e di costo differenti tra loro. Gli acciai inossidabili impiegati per armature possono essere divisi in base alla loro struttura in tre gruppi: ferritici, austenitici e duplex (o austeno-ferritici).

- gli acciai ferritici contengono dal 12 al 17% di Cromo;
- gli acciai austenitici il 17÷19% di Cromo, 8÷13% di Nichel ed eventualmente 2÷3% di Molibdeno;
- gli acciai austeno-ferritici 22÷26% di Cromo, 4÷8% di Nichel ed eventualmente Molibdeno.

Per poter trovare applicazione, le armature di acciaio inossidabile devono presentare una resistenza allo snervamento almeno dello stesso ordine di quella delle comuni armature in acciaio al carbonio e per questo vengono sottoposte a particolari trattamenti termo-meccanici. In assenza di cloruri o finché il loro tenore non raggiunge un valore critico, le armature in acciaio inossidabile rimangono in condizioni di passività in calcestruzzo sia alcalino che carbonatato. In presenza di cloruri nel calcestruzzo, le armature in acciaio inossidabile possono invece essere soggette ad attacco localizzato per pitting quando il tenore di cloruri supera determinati valori critici che dipendono dal tipo di acciaio e dalle sue condizioni superficiali, dal pH del calcestruzzo e dal potenziale delle armature.

Nel caso degli acciai austenitici e duplex, l'aumento del tenore di cromo e l'aggiunta di nichel e molibdeno, rende più stabile il film protettivo e ne aumenta la capacità di riformarsi se localmente danneggiato. Aumentano così le condizioni di aggressività in cui può essere utilizzato (minore pH, più elevato tenore di cloruri e potenziali). In generale, almeno in ambienti neutri, la capacità di un acciaio inossidabile di contrastare l'attacco da cloruri è quantificata dal cosiddetto indice di pitting:

$$PRE = \%Cr + 3,3\%Mo + 16\%Ni \quad (7)$$

Nell'ambiente alcalino tipico del calcestruzzo l'indice di pitting perde in parte di validità. In particolare, l'effetto del molibdeno sulla resistenza al pitting è meno importante che non in ambienti neutri e di conseguenza anche le differenze di comportamento tra gli acciai AISI 304 ed AISI 316 si riducono notevolmente, fino anche a scomparire. Inoltre, in condizioni di temperatura tipiche dei climi equatoriali il tenore di nichel ha una certa incidenza. L'indice di resistenza al pitting riacquista invece di validità se il calcestruzzo è carbonatato e contiene cloruri o se è alcalino ma

fortemente fessurato, oppure per le parti fuoriuscenti dal calcestruzzo. In questi casi l'acciaio inossidabile austenitico AISI 316 è da preferire all'AISI 304.

L'attacco per pitting si innesca se, per un certo potenziale, il tenore di cloruri nel calcestruzzo risulta superiore ad un tenore critico o, viceversa, se per un certo tenore di cloruri il potenziale risulta superiore al potenziale di pitting. Queste due grandezze (potenziale di pitting e tenore di cloruri critico) sono tra loro legate e dipendono dal tipo di acciaio, dalle sue condizioni superficiali e dalle caratteristiche del calcestruzzo. La scelta del tipo di acciaio va effettuata in base all'indice di pitting, utilizzando gli stessi criteri adottati per le soluzioni acquose con pH vicino alla neutralità. Fortunatamente situazioni di presenza contemporanea di calcestruzzo carbonatato e di alti tenori di cloruri sono rare.

1.5.3.5 Acciaio zincato

L'impiego di armature zincate è uno dei metodi di protezione aggiuntiva per prevenire o ritardare la corrosione in costruzioni di cemento armato soggette a carbonatazione o blandamente inquinate da cloruri. Il comportamento dell'acciaio zincato è in primo luogo legato al contenuto di alcali del calcestruzzo che, come è noto, determina il pH della soluzione contenuta nei pori. A contatto con soluzioni alcaline e fintanto che il pH rimane inferiore a 13,3, la superficie dello zinco, dopo una iniziale corrosione, tende a ricoprirsi di cristalli di idrossido ed ossido di zinco che possono promuoverne la passivazione. Il pH della soluzione nei pori del calcestruzzo si mantiene di solito inferiore al valore di 13,3 durante le prime ore dopo il getto, per la presenza di gesso come regolatore di presa. Può aumentare solo in seguito quando i solfati scompaiono dalla soluzione per la reazione con gli alluminati. È quindi possibile la formazione di uno strato protettivo, tanto più stabile quanto maggiore è il tempo durante il quale il pH si mantiene basso. In ambienti come l'atmosfera, la struttura del rivestimento ha un effetto poco importante e la durata della protezione è in primo luogo legata allo spessore del rivestimento. Nel calcestruzzo, invece, le proprietà protettive della zincatura sono dovute in massima parte allo strato esterno di zinco puro, poiché è solo in sua presenza che si può formare il film passivo. Lo strato di zinco puro deve

avere uno spessore sufficientemente elevato. Infatti, a causa della corrosione che avviene prima della passivazione, si viene inizialmente ad assottigliare con una perdita di spessore di circa 10 μm cosicché, se lo spessore è insufficiente, risultano esposti gli strati sottostanti di lega Zn-Fe, che non si passivano.

In condizioni di passività, il potenziale di corrosione delle armature zincate è pertanto molto più basso di quello delle armature in acciaio. Tipicamente si misurano valori tra -600 e -500 mV vs SCE rispetto ai valori superiori a -200 mV di solito rilevati sulle armature in acciaio non zincato.

Le armature zincate hanno un ottimo comportamento in calcestruzzo carbonatato grazie alla stabilità del film protettivo che rimane tale anche in ambienti debolmente acidi. Per questo la velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato rimane su valori molto bassi, di gran lunga inferiori a quelli che si osservano sulle armature non zincate; tale comportamento si osserva anche se sono presenti cloruri in tenori non troppo elevati (comunque inferiori a 1,50÷2% in peso di cloruri rispetto al contenuto di cemento).

Ad oggi è diffusa una errata convinzione da parte di alcuni costruttori e progettisti secondo la quale, nel caso di armature nervate, l'aderenza tra il calcestruzzo e le armature zincate possa essere inferiore se confrontata con quella di normali armature in acciaio. Appare evidente però che, in condizioni ambientali particolarmente aggressive, l'aderenza viene mantenuta per un periodo di tempo più lungo grazie al fatto che il processo di ossidazione dello zinco dà luogo alla formazione di ossidi non voluminosi, differentemente dall'armatura in acciaio. La zincatura può rendere possibile lo sviluppo di idrogeno anzitutto durante i trattamenti di decapaggio prima dell'applicazione della zincatura e, poi, nelle prime ore dopo il getto e, infine, in esercizio in condizioni di assenza di ossigeno. È pertanto poco consigliabile ricorrere alla zincatura per proteggere materiali suscettibili di infragilimento da idrogeno quali ad esempio gli acciai ad alta resistenza.

1.5.3.6 Rivestimento con resine epossidiche

Il rivestimento delle armature con resine epossidiche è una tecnica di protezione sviluppata in Nord America ed introdotta successivamente in Europa. I risultati di laboratorio e gli studi effettuati su strutture reali confermano l'efficacia, nella grande maggioranza dei casi, nel contrastare la corrosione delle armature in calcestruzzi carbonatati o contaminati da cloruri. Di recente, sono state però sollevate diverse perplessità riguardo alla loro durabilità nel lungo periodo in ambienti molto aggressivi, suffragate soprattutto dall'esperienza negativa avuta su strutture in ambiente tropicale. La protezione mediante rivestimenti organici si basa sul principio di isolare l'armatura e proteggerla dagli agenti aggressivi che penetrano nel copriferro. L'applicazione di questa tecnica non richiede sostanziali variazioni nel progetto strutturale e nelle diverse fasi costruttive.

Al rivestimento è richiesto di:

- essere di facile ed economica applicazione;
- ricoprire l'armatura in modo uniforme;
- essere tenace ed aderire bene;
- essere abbastanza flessibile da consentire una facile piegatura e posa in opera delle armature;
- essere stabile e sopportare le sollecitazioni trasmesse dal calcestruzzo e dalle armature;
- resistere agli agenti corrosivi per l'intera vita di progetto.

Di tutti i tipi di rivestimenti organici, solo quelli realizzati con resine epossidiche sono in grado di soddisfare queste condizioni. Altri tipi di rivestimento garantiscono solo alcuni dei requisiti. Ad esempio: le armature rivestite con PVC, pur essendo caratterizzate da un comportamento alla corrosione simile a quello delle armature rivestite con epossidiche, hanno una scarsa aderenza al calcestruzzo e pertanto non sono in generale adatte. Oltre ad una buona adesione del rivestimento alla superficie dell'acciaio, necessaria al fine di garantire sia una adeguata resistenza alla corrosione sia la possibilità di sagomare le armature rivestite senza che subiscano danni, anche l'aderenza tra l'armatura rivestita e il calcestruzzo è di cruciale importanza. Infatti, per

evitare modifiche alle soluzioni strutturali tradizionali, è necessario che anche in presenza del rivestimento si possano ottenere livelli di aderenza paragonabili a quelli di armature nude. È stato dimostrato che, con spessori del rivestimento inferiori a 300 μm , la riduzione di aderenza al calcestruzzo delle armature ad aderenza migliorata rivestite con resine epossidiche rispetto alle stesse armature non rivestite è molto limitata, almeno per diametri di uso comune, e non supera mai il 20%.

Pur non essendo del tutto impermeabili ad ossigeno, acqua e cloruri, i rivestimenti epossidici possono essere in grado di garantire una buona protezione dalla corrosione delle armature in calcestruzzi contenenti cloruri, che può essere considerata analoga a quella offerta dalla zincatura. Ovviamente, la presenza di difetti ne diminuisce l'efficienza. Le proprietà protettive del rivestimento dipendono in primo luogo dal suo spessore. In generale possono essere migliorate aumentandolo; esiste però un limite superiore fissato dalla necessità di avere comunque una adeguata aderenza al calcestruzzo. Le normative prevedono spessori compresi fra 0,1 e 0,3 mm. L'efficacia della protezione dipende in massima parte dall'integrità del rivestimento; infatti il danneggiamento della resina espone il metallo nudo all'ambiente aggressivo.

Negli ultimi anni si sono avuti alcuni gravi insuccessi in strutture realizzate in zone con climi tropicali dove, a pochi anni dalla realizzazione della struttura, sono stati riscontrati profondi attacchi sulle armature rivestite. Seri dubbi sono stati espressi sul fatto che il rivestimento epossidico, anche in assenza di danneggiamenti, sia in grado di assicurare la protezione su tempi molto lunghi in ambienti molto contaminati da cloruri, soprattutto in presenza di continui o frequenti bagnamenti del calcestruzzo. L'assenza di contatto elettrico fra le barre rivestite, nell'eventualità dovesse venir meno la protezione del rivestimento, non consente di ricorrere alla protezione catodica, unica tecnica in grado di contrastare la corrosione già in atto in presenza di cloruri. Anche la misura del potenziale di corrosione, unica tecnica elettrochimica di diagnosi della corrosione attualmente diffusa, risulta di difficile applicazione. Infatti, quando le armature sono poste in opera rivestite singolarmente, l'assenza di contatto elettrico richiederebbe il collegamento dello strumento di misura ad ogni singola barra e ciò rende di fatto impossibile la rilevazione del potenziale nelle diverse zone della struttura.

1.5.4 Metodi di protezione durante la vita dell'opera

I metodi di protezione durante la vita dell'opera sono prevalentemente, se non del tutto, di tipo elettrochimico. Le principali tecniche elettrochimiche per il controllo della corrosione delle armature sono: la prevenzione catodica, la protezione catodica, la rimozione elettrochimica dei cloruri e la ri-alkalinizzazione elettrochimica del calcestruzzo.

- La prevenzione catodica si applica a strutture nuove che si prevede possano essere contaminate soprattutto da cloruri; le armature vengono polarizzate catodicamente con lo scopo di aumentare il tenore di cloruri necessario per innescare l'attacco in modo tale che non venga mai raggiunto nell'arco della vita di servizio della struttura;
- La protezione catodica si applica a strutture già interessate da corrosione, soprattutto da cloruri; le armature sono polarizzate in senso catodico, cioè il loro potenziale è portato a valori più negativi rispetto a quello di corrosione libera, per cui la velocità di corrosione è ridotta o, addirittura, se si raggiunge un potenziale più negativo del valore di ripassivazione, E_{prot} , è in concreto annullata.

Tutte le tecniche elettrochimiche citate sono realizzate imponendo la circolazione di una corrente continua tra un anodo, fissato generalmente alla superficie esterna della struttura, e le armature. Le densità di corrente imposte variano da $1 \div 2 \text{ mA/m}^2$ per la prevenzione catodica, a $5 \div 20 \text{ mA/m}^2$ per la protezione catodica, fino a $1.000 \div 2.000 \text{ mA/m}^2$ per la ri-alkalinizzazione e la rimozione elettrochimica dei cloruri.

Lo scopo della prevenzione catodica è di impedire che l'attacco possa innescarsi e dare luogo a fenomeni di corrosione. Pertanto, con la prevenzione catodica si andrà ad operare nella zona B di Figura 12, ove il pitting non si può innescare, e l'evoluzione durante la vita della struttura segue il percorso passante dai punti 1, 2 e 3. Se la protezione catodica è invece applicata quando l'attacco corrosivo è già innescato (punto 4), si andrà ad abbassare il potenziale in modo da ottenere la protezione completa (ossia seguendo il percorso dal punto 4 verso il punto 5) oppure protezione non completa ma accettabile (percorso dal punto 4 al punto 6).

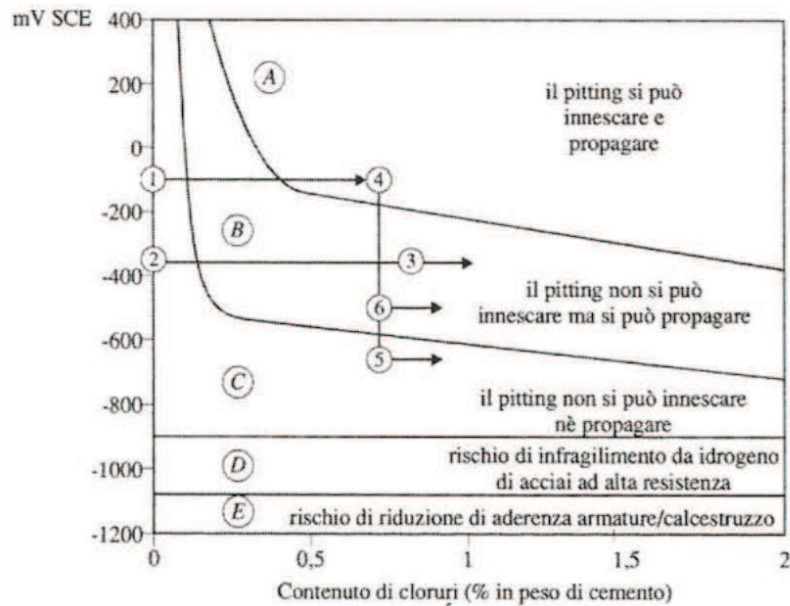


Figura 12: Condizioni di corrosione delle armature a seguito dell'applicazione della prevenzione e della protezione catodica

La rimozione dei cloruri e la ri-alkalinizzazione sono proposte in alternativa alle tecniche tradizionali per il ripristino di strutture contaminate da cloruri o carbonatate. Le due tecniche impiegano un sistema anodico simile, costituito dall'anodo e dall'elettrolita, posizionati all'esterno della struttura e rimossi al termine del trattamento. L'anodo può essere costituito, ad esempio, da una rete di acciaio. L'elettrolita, impastato con fibre di carta o altro, è spruzzato o fatto aderire all'anodo ed al calcestruzzo.

- **Rimozione dei cloruri.** L'elettrolita è costituito da una soluzione di idrossido di calcio saturo o, spesso, semplicemente da acqua di rubinetto. La quantità di cloruri rimossi dipende dalla carica totale circolata tra l'armatura e l'anodo (e quindi dalla corrente imposta e dalla durata del trattamento), nonché dall'efficienza di rimozione. La densità di corrente riferita alla superficie del calcestruzzo è compresa tra 0,5 e 2 A/m².
- **Ri-alkalinizzazione.** È un sistema anodico identico al precedente tranne che per la natura dell'elettrolita, che, in questo caso, è una soluzione di carbonato di sodio. La ri-alkalinizzazione è effettuata sia a partire dalla superficie esterna del calcestruzzo, dove l'elettrolita alcalino penetra all'interno del calcestruzzo, sia dalla superficie delle armature, dove la reazione catodica produce ioni OH⁻ (diventa più alcalina). Si

ottengono, così, valori di pH anche superiori a 14 attorno alle armature e la regione ri-alcalinizzata risulta sufficientemente ampia per garantire il mantenimento delle condizioni di passività sulle armature per tempi lunghi dopo l'interruzione del trattamento.

La tecnica, analogamente alla rimozione elettrochimica, opera a densità di corrente comprese nell'intervallo $0,5 \div 2 \text{ A/m}^2$ mentre non si devono superare i $2 \div 5 \text{ A/m}^2$.

La durata del trattamento varia da alcuni giorni a qualche settimana in funzione della profondità di carbonatazione, dello spessore del copriferro e della qualità del calcestruzzo, della distribuzione delle armature, della densità e distribuzione della corrente.

Il risultato finale dipende dal raggiungimento di un adeguato valore del pH all'interno del copriferro. Ad intervalli regolari durante il trattamento si prelevano dei campioni di calcestruzzo per osservare lo sviluppo del cambiamento di pH, spruzzando un indicatore di pH liquido (fenolftaleina) classico metodo per le prove di profondità di carbonatazione.

Le tecniche appena descritte, sono, alquanto costose, o comunque abbastanza invasive. Esistono, tuttavia, tecniche diagnostiche in situ che consentono di monitorare, ispezionare e controllare periodicamente la struttura. Tale monitoraggio consente interventi in tempi brevi, prima cioè che i processi in atto si diffondano in maniera estensiva o provochino conseguenze peggiori. Si pensi, ad esempio, all'utilizzo di tecniche non invasive per il controllo dello stato di "salute" dei materiali, che consentano di individuare i punti in cui è necessario un intervento rapido e tempestivo.

1.6 Le tecniche non distruttive di diagnostica in situ

Il testing non distruttivo (NDT) è un insieme di pratiche diagnostiche, atte a rilevare le caratteristiche dei materiali in opera e a valutarne anomalie, difettosità e stato di degrado senza alterarne lo stato fisico o la geometria. A riguardo, le indagini di tipo non distruttivo, e più in generale tutte le metodologie utilizzate nel settore della diagnostica e del monitoraggio, assumono un ruolo di fondamentale importanza sia per il controllo del degrado dei materiali, sia per la valutazione dell'integrità strutturale dei manufatti e, di conseguenza, del loro grado di qualità ed affidabilità nei confronti degli utilizzatori. Tuttavia le numerose metodologie d'analisi attualmente disponibili fanno sì che l'affidabilità dei controlli, sia in produzione che in esercizio, risulti notevolmente influenzata da numerose variabili che incidono direttamente o indirettamente sui risultati dell'ispezione. Tra loro, particolare interesse assume l'individuazione delle metodologie d'analisi più idonee alla specificità del caso, la qualificazione delle procedure di controllo, le caratteristiche strumentali e funzionali della strumentazione impiegata e dei prodotti utilizzati. I test, infine, pur se non distruttivi, devono essere eseguiti in maniera mirata, ottimizzati ed eseguiti solo nelle zone in cui si rilevano le condizioni di esposizione maggiormente svantaggiose.

Il Decreto Ministeriale 14/01/2008 al cap. 8 – Costruzioni esistenti – “definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti”. In riferimento ai paragrafi 8.5.3 e 8.5.4 si evince che è necessaria la caratterizzazione meccanica dei materiali e l'acquisizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza. Di seguito si riportano integralmente il paragrafo 8.5.3 e 8.5.4:

“8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri

storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello."

Nella progettazione degli interventi di ripristino conservativo non è possibile prescindere da una corretta progettazione adeguata della campagna sperimentale da condurre per l'acquisizione di adeguati livelli di conoscenza e fattori di confidenza. Nei paragrafi successivi saranno esposte tecniche innovative per la determinazione dello stato di degrado dei materiali ed il conseguente stato di conservazione della struttura. A tal fine si definiscono prove di durabilità, le prove necessarie a precisare i meccanismi dei processi di degradazione, per mettere a punto nuovi materiali e nuovi metodi di protezione, per seguire il comportamento dei materiali in esercizio ed, infine, a corrosione avvenuta, per diagnosticarne le cause e porvi rimedio.

L'ottenimento di dati indicativi ed attendibili è legato alla possibilità di controllare i fattori di corrosione in gioco e di utilizzare tecniche appropriate. In particolare, le prove di laboratorio ed in situ sono prove che forniscono dati di base relativi all'influenza dei fattori di corrosione fondamentali. Questi dati consentono di determinare la natura di un certo fenomeno corrosivo, il tipo di controllo cinetico cui è soggetto, di valutare il comportamento di materiali in certe condizioni ambientali o l'efficacia dei metodi di protezione. Una peculiarità delle prove di laboratorio è l'elevato grado di attendibilità dei risultati reso possibile dal rigoroso controllo delle caratteristiche ambientali, del materiale metallico e dall'accuratezza con cui si possono compiere le prove stesse.

Le prove di seguito esposte sono supportate da teorie analitiche e analisi effettuate con il Finite Element Method (FEM) oltre che da una campagna sperimentale su larga scala.

1.6.1 Prove elettrochimiche sulle barre

Tra le prove elettrochimiche esistenti la nostra attenzione si è soffermata sulla misura del potenziale delle armature in condizioni di corrosione, sulla mappatura del potenziale realizzata lungo la direzione delle barre, sulla misura della resistività e sulla valutazione della velocità di corrosione delle armature.

Misure del potenziale di corrosione: la misura del potenziale è una tecnica che consente di monitorare il potenziale cui volge spontaneamente un metallo a contatto con una soluzione. Il metallo, cui si vuole misurare il potenziale, è collegato al polo positivo di un voltmetro ad alta impedenza, mentre l'elettrodo di riferimento è collegato al polo negativo. Il circuito si chiude attraverso l'ambiente. La tensione letta dal voltmetro rappresenta il potenziale del metallo misurato rispetto all'elettrodo di riferimento. Solitamente la misura è eseguita utilizzando un elettrodo di riferimento al calomelano saturo (SCE), il cui potenziale è +244 mV rispetto all'elettrodo standard ad idrogeno (Standard Hydrogen Electrode). Tale tecnica consente di individuare, prima che il danno diventi evidente, le zone in cui le armature sono prossime al fenomeno di innesco della corrosione, o hanno già iniziato il processo di degrado e quelle invece in cui l'attacco è da escludere. In situ la misura si esegue rilevando il potenziale delle armature rispetto a un elettrodo di riferimento posto a contatto con la superficie del calcestruzzo, tramite una spugna imbevuta di acqua e con elettrodo al rame solfato di rame.

Mappatura del potenziale: spesso è eseguita una “mappatura di potenziale” che consiste nel rilevare il valore del potenziale delle barre lungo la loro estensione longitudinale e nella rappresentazione dei valori secondo scale cromatiche in relazione al valore rilevato.

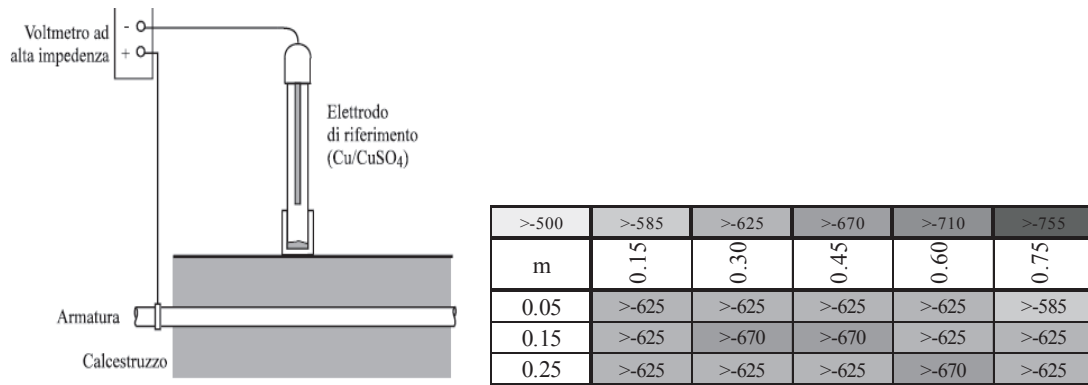


Figura 13: rappresentazione schematica della metodologia di misura del potenziale di armature e della mappatura.

Per la misura del potenziale sulle strutture in calcestruzzo armato l'elettrodo di riferimento più utilizzato è l'elettrodo rame/solfato di rame saturo (Cu/CuSO_4). Questo elettrodo è costituito da una barretta di rame immersa in una soluzione satura di solfato di rame; il contatto elettrolitico con l'ambiente esterno avviene attraverso un setto poroso, di legno o materiale ceramico; il suo potenziale è di +318 mV rispetto all'elettrodo ad idrogeno (SHE). Il potenziale delle armature dipende dalle loro condizioni di corrosione. In particolare le armature in condizioni di passività, almeno in calcestruzzo aerato, presentano valori di potenziale di corrosione libera molto più elevati rispetto alle armature che si corrodono. L'interpretazione delle misure deve essere eseguita con cautela, in quanto, ad uno stesso valore di potenziale possono corrispondere condizioni di corrosione diverse, in funzione anche del contenuto di umidità e di cloruri nel calcestruzzo. In presenza di armature passive in calcestruzzo esposto all'atmosfera si misurano potenziali compresi tra +100 e -200 mV rispetto all'elettrodo Cu/CuSO_4 .

Quando il calcestruzzo è saturo d'acqua (o comunque in qualsiasi altra condizione di ridotto ossigeno) sulle armature passive si misurano potenziali tanto più negativi quanto più è ridotto l'apporto di ossigeno; da valori di -400/-700 mV Cu/CuSO_4 si possono raggiungere valori inferiori anche a -800 mV in totale assenza di ossigeno. Nei casi in cui la corrosione è causata dalla presenza di cloruri, il potenziale si porta a -400/-700 mV vs Cu/CuSO_4 nelle aree che si corrodono ed a -200/-300 mV vs Cu/CuSO_4 nelle aree passive circostanti. La mappatura del potenziale, a differenza delle misure puntuali, permette di individuare in modo completo le aree di probabile corrosione.

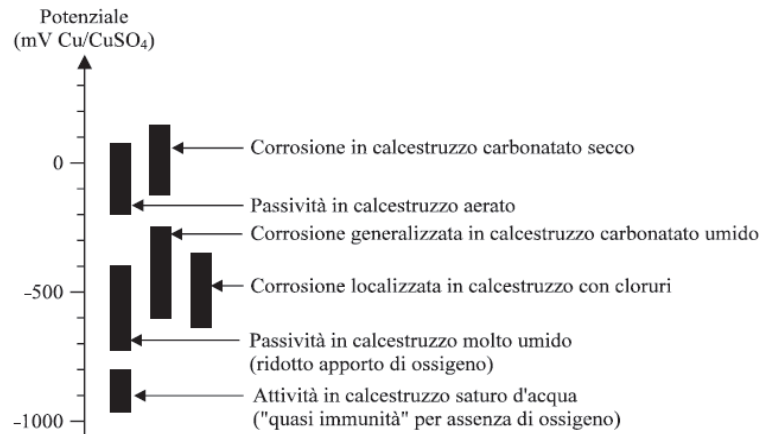


Figura 14: tipici intervalli di variazione del potenziale delle armature di acciaio al carbonio in calcestruzzo

Gli intervalli di potenziale riportati in Figura 14 si riferiscono ad armature in acciaio al carbonio in condizioni di libera corrosione, cioè in assenza di fattori esterni in grado di modificare il loro potenziale. Non sono pertanto applicabili a strutture in calcestruzzo contenente inibitori di corrosione o armate con barre zincate o in acciaio inossidabile o a strutture esposte a campi elettrici che provocano scambi di corrente tra armatura e calcestruzzo.

Misure di resistività: avvenuta la de passivazione delle armature, la loro velocità di corrosione può essere correlata alla resistività del calcestruzzo. I criteri empirici proposti per la stima della velocità di corrosione di una barra sulla base del valore della resistività del calcestruzzo non hanno validità generale. Non valgono, ad esempio, per le armature passive, cioè nel periodo di innesco della corrosione, quando le armature non si corrodono anche se il calcestruzzo è umido e, quindi, la sua resistività è bassa. Si può assumere che nel periodo di propagazione la velocità di corrosione sia trascurabile per resistività maggiore di 1000 Ωm , bassa per 1000-500 Ωm , moderata per 500-100 Ωm ed alta per resistività minore di 100 Ωm . La misura di resistività è utile soprattutto per individuare, all'interno di una struttura, le zone di maggiore corrosione oppure per valutare le variazioni subite dal calcestruzzo nel tempo (ad esempio la penetrazione dei cloruri o la carbonatazione).

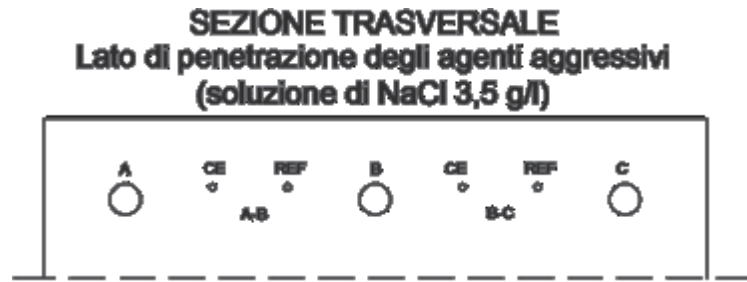


Figura 15: disposizione degli elettrodi di acciaio.

La misura di resistività elettrica può essere eseguita dalla superficie della struttura mediante il metodo cosiddetto dei “quattro elettrodi”, o di Wenner. Una corrente di alimentazione, I , è fatta circolare tra l’elettrodo di riferimento (REF) ed il contro-elettrodo (CE), posizionati tra le armature, come mostrati in Figura 15; si rileva poi la differenza di potenziale, E , presente tra i due elettrodi, immersi nel campione in fase di realizzazione. Il rapporto, E/I , consente di ricavare il valore della resistività, a meno di un fattore geometrico che dipende dalla distanza tra gli elettrodi.

Misure di polarizzazione lineare: per la misura della velocità di corrosione possono essere utilizzati dei metodi elettrochimici (quali ad esempio la misura di polarizzazione lineare) che, con una leggera alterazione delle condizioni di corrosione del metallo attraverso l’applicazione di una corrente esterna, consente di risalire alla velocità di corrosione dell’armatura, senza modificare significativamente il suo potenziale. Questo metodo prevede l’impiego di tre elettrodi: oltre al metallo che si vuole valutare (elettrodo di lavoro, W =working) e all’elettrodo di riferimento (RE=Reference Electrode), si usa un contro-elettrodo (CE=Counter Electrode) che ha la funzione di erogare corrente durante la prova, per polarizzare catodicamente o anodicamente il metallo sotto esame (Figura 16).

Per erogare la corrente si utilizza un potenziostato che, grazie ad un circuito di retroazione, è in grado di imporre un determinato potenziale al metallo, facendo circolare la corrente necessaria per polarizzarlo a tale valore. La prova prevede di polarizzare il metallo in un intervallo molto piccolo (± 10 mV) nell’intorno del suo potenziale di corrosione libera.

In questa zona il legame tra potenziale, E , e corrente esterna, $i_{esterna}$, è pressoché lineare. In base alla teoria formulata da Stern e Geary [27], la pendenza della retta che

lega E ed i nell'intorno di E_{corr} (detta resistenza di polarizzazione, R_p , Ωm^2) è inversamente proporzionale alla velocità di corrosione [mA/m^2] secondo l'equazione:

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad (8)$$

La costante B [mV] è caratteristica di ogni accoppiamento materiale-ambiente, e può essere in prima approssimazione assunta pari a 26 mV per le armature nel calcestruzzo. Sapendo che per il ferro, ad una densità di corrente nella regione anodica pari a 1,00 mA/m^2 , corrisponde una velocità di corrosione di 1,17 $\mu m/anno$, dal valore di i_{corr} si può ricavare una velocità di penetrazione media della corrosione. Questi valori di velocità sono indicativi e sono da intendersi come valori medi sull'intera superficie dell'armatura analizzata.

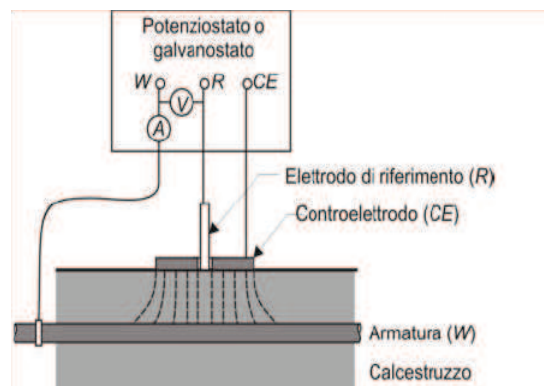


Figura 16: illustrazione schematica delle misure di polarizzazione lineare

1.6.2 Prove per la stima delle proprietà meccaniche

Dopo aver illustrati i metodi non distruttivi per le indagini sullo stato di degrado delle barre si procede ora, ad illustrare le tecniche di indagine rivolte al controllo del degrado del calcestruzzo. Le tecniche non distruttive possono essere impiegate per determinare le proprietà del calcestruzzo indurito, per individuare difetti o discontinuità e per valutare le condizioni delle strutture in calcestruzzo. Queste tecniche non forniscono una misura diretta di una proprietà meccanica del calcestruzzo, ma è necessario conoscere la correlazione tra il risultato fornito dalla prova e la proprietà da stimare. Tali tecniche, ben interpretate, e correlate all'interpretazione dei dati delle prove elettrochimiche, consentono una conoscenza approfondita e puntuale delle sezioni indagate.

In mancanza di questa correlazione possono fornire solo un'indicazione riguardo all'omogeneità del materiale esaminato, senza giungere ad una determinazione quantitativa. Le prove non distruttive, peraltro, permettono di localizzare le zone degradate e, quindi, sono utili per individuare le zone in cui effettuare indagini più approfondite. Le tecniche di indagine, in tale senso, ritenute maggiormente significative allo scopo sono le prove sclerometriche e le prove di misura della velocità degli ultrasuoni (metodo abbinato SonReb).

Prove sclerometriche: lo sclerometro, o martello di Schmidt, è utilizzato per valutare in situ l'uniformità del calcestruzzo, per stimare le variazioni nel tempo delle proprietà meccaniche del calcestruzzo. Questo metodo fornisce, inoltre, una stima approssimata della resistenza a compressione del calcestruzzo, anche se non sostituisce la prova di compressione. Come si è già detto in precedenza, infatti, il fenomeno della carbonatazione rende il calcestruzzo più compatto, restituendo, quindi, valori elevati dell'indice di rimbalzo calcolato con tale tipo di prova. Per ottenere questa stima si ricorre, dunque, a curve sperimentali che correlano l'indice di rimbalzo con la resistenza a compressione misurata su carote prelevate dalla struttura. Lo sclerometro consiste in una massa battente di acciaio azionata da una molla, che contrastando un'asta di percussione, lo stantuffo, a contatto sulla superficie di prova del calcestruzzo, rimbalza; l'entità del rimbalzo è misurata da un indice che scorre lungo una scala graduata presente sullo strumento.

Secondo la normativa UNI EN 12504-2:2012 [28] la prova deve essere condotta su una superficie di grandezza approssimativa di $30 \times 30 \text{ cm}^2$, sulla quale devono essere eseguite almeno 9 - 10 battute, ad una distanza di almeno 25 mm l'una dall'altra e dal bordo esterno. La superficie di prova deve essere liscia e, pertanto, è necessario che sia preventivamente levigata tramite una pietra abrasiva).

La misura può essere condotta su una superficie orizzontale e verticale avendo cura, però, di tenere in considerazione il differente effetto dell'accelerazione di gravità sul rimbalzo. La misura sclerometrica ha scarsa validità nel caso della previsione della resistenza del calcestruzzo, in quanto non esiste una relazione univoca tra la durezza superficiale e la resistenza a compressione.

La natura del calcestruzzo ed i cambiamenti delle sue proprietà rendono la durezza funzione del tempo, dell'ambiente e della sua evoluzione; quindi il risultato della misura può essere influenzato da diversi fattori come: il tipo di cemento, il contenuto in peso di cemento, il tipo di aggregato, la ruvidità della superficie, le condizioni di umidità e dal valore di penetrazione della carbonatazione nel calcestruzzo (ad esempio, in presenza di una significativa penetrazione della carbonatazione la prova sclerometrica tende a sovrastimare la resistenza del calcestruzzo). Un degrado superficiale del calcestruzzo, anche se non visibile, può, però, essere rilevato da una diminuzione dell'indice sclerometrico.



Figura 17: prove sclerometriche

Prove con ultrasuoni: le misure della velocità degli ultrasuoni si eseguono per la determinazione delle caratteristiche elastiche e meccaniche di manufatti in calcestruzzo e sono attualmente considerate un importante mezzo di supporto per le indagini su omogeneità e qualità del calcestruzzo, difetti di getto, fessure, modulo di elasticità dinamico, stima della resistenza e individuazione di zone disomogenee o disgregate. In particolare, consistono nel rilevare la velocità di transito delle onde meccaniche nel manufatto. L'eventuale presenza di disomogeneità, soprattutto di vuoti, altera notevolmente tale velocità. L'apparecchiatura con cui è condotta la prova è costituita da diversi dispositivi:

- una sonda che emette impulsi in sincronia con un segnale elettrico;
- una sonda ricevente che riceve gli impulsi e li trasforma in segnali elettrici;
- un dispositivo di amplificazione regolabile e di trattamento del segnale emesso dalla sonda ricevente;
- un dispositivo di misura dell'intervallo di tempo tra istante di emissione ed istante di ricezione dell'impulso.

La misura dei tempi di propagazione degli ultrasuoni può essere eseguita secondo due modalità, in relazione alla direzione di propagazione degli impulsi rispetto alle superfici di emissione e di ricezione della struttura:

- metodo di trasmissione diretta: consiste nel posizionare le due sonde allineate su due facce opposte all'elemento da esaminare (i risultati delle misure riportati nel presente elaborato derivano tutti da prove effettuate con tale metodo);
- metodo di trasmissione indiretta: consiste nel posizionare le sonde in punti diversi di una stessa faccia dell'elemento da esaminare.

La superficie sulla quale è condotta la prova deve essere pulita, levigata e sufficientemente piana, tale da permettere un contatto uniforme con le sonde. Su questa deve essere applicato un materiale (in genere un gel) che eviti la presenza di aria tra la sonda e la superficie del calcestruzzo. Le sonde devono essere premute contro la superficie del calcestruzzo. Quando l'emettitore genera gli impulsi, di frequenza compresa tra 20 e 200 kHz, deve essere registrato il valore del tempo di propagazione t . Nota la lunghezza, L , del percorso degli impulsi, nella misura diretta, la velocità degli impulsi, v , può essere calcolata mediante opportune formule.

Utilizzando il metodo diretto, la velocità degli impulsi può essere correlata alle caratteristiche elastiche del mezzo e si può ricavare il modulo elastico dinamico, E_d [MPa], mediante opportune formule. Il modulo elastico dinamico, in genere, è maggiore del modulo elastico statico, misurato con una prova meccanica di compressione. La misura diretta, oltre che in situ, può essere fatta anche in laboratorio su carote estratte da una struttura o su cubi, permettendo di stimare così il modulo elastico dinamico dei campioni considerati. Nella trasmissione indiretta non è possibile conoscere l'effettivo percorso di misure con le sonde a diversa distanza, d . La procedura più frequente prevede, quindi, che la sonda emittente sia mantenuta a contatto con la superficie del calcestruzzo in un punto fisso, mentre quella ricevente è progressivamente spostata lungo una retta e si effettuano letture a distanze differenti.

Si possono, quindi, riportare su un piano cartesiano i tempi di transito, t , in funzione della distanza tra le sonde; la pendenza della retta che interpola i punti ottenuti consente di stimare la velocità degli ultrasuoni nel materiale; essa è, però, in genere diversa da quella misurata col metodo diretto.

È comunque da sottolineare che nonostante la già discreta bibliografia in merito a questa tecnica, le letture dei risultati hanno matrice sperimentale. Pertanto, questo metodo è un metodo di indagine comparativo ed acquista carattere scientificamente oggettivo solo se abbinato a indicazioni di partenza concrete.



Figura 18: prove ultrasoniche eseguite sui provini

In letteratura tecnica esistono numerose formulazioni di natura empirica, per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo con il metodo combinato del Sonic Rebound. Nel seguito si espongono tre differenti formulazioni:

- la formulazione di Giacchetti e Lacquaniti [29],

$$R_{cub} = 7.695 \cdot 10^{-11} \cdot I_r \cdot 1,4 \cdot V_{us} \cdot 2,6 \quad (8)$$

- la formulazione di Gašparik [30],

$$R_{cub} = 0,0286 \cdot I_r \cdot 1,246 \cdot V_{us} \cdot 1,85 \quad (9)$$

- la formulazione di Di Leo e Pascale [31].

$$R_{cub} = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot I_r \cdot 1,058 \cdot V_{us} \cdot 2,446 \quad (10)$$

dove, R_{cub} , è la resistenza cubica a compressione, I_r , l'indice di rimbalzo [MPa] e V_{us} , la velocità degli ultrasuoni [m/s]. Nella formulazione di Gašparik la velocità degli ultrasuoni è, invece, riportata in [Km/s].

Come detto, però, troppi fattori influenzano tale tipologia di prova, pertanto, un professionista potrebbe trovarsi nell'incertezza di dover scegliere quale formulazione restituisce una stima della resistenza cubica a compressione, R_{cub} , prossima a quella reale. Nasce, quindi, l'esigenza di validare specifiche espressioni che presentino capacità previsionali del comportamento e dello stato di degrado, che vengano calibrate sul singolo edificio indagato. In tal senso è possibile riferirsi ad analisi di regressione che consentono di trovare una relazione matematica fra una variabile dipendente ed una o più variabili indipendenti Cristofaro et al. [32].

Nel caso del metodo SonReb la variabile dipendente è la resistenza cubica a compressione, R_{cub} , mentre, le variabili indipendenti sono rispettivamente l'indice di rimbalzo dello sclerometro, I_r , e la velocità di propagazione degli ultrasuoni, V_{us} .

L'equazione seguente esprime tale correlazione:

$$R_{cub} = a \cdot I_r \cdot b \cdot V_{us} \cdot c \quad (11)$$

I parametri a , b e c rappresentano i valori da determinare per tarare la legge di correlazione al caso in esame, e con I_r [MPa] e V_{us} [m/s].

1.7 Il concetto di durabilità e riferimenti normativi

L'entità del problema legato alla corrosione ed il costo elevato relativo alla realizzazione degli interventi di ripristino conservativo è stato, per la prima volta colto in Italia alla fine degli anni '60, e tradotta in norma nel 1980, poiché nella legge 1086/1971 e successivi D.M. ad essa associati (D.M. 9161/1971 [33], D.M. 30/1972 [34] e D.M. 16/1976 [35]) non si fa menzione di durabilità del calcestruzzo.

Il primo decreto italiano che ha introdotto il concetto di durabilità, anche se la garanzia della demandandone di fatto la garanzia alla discrezionalità del progettista, è stato il D. M. del 26/03/1980 [36], che al punto 2.1.8 specifica: *“al fine di garantire la durabilità del conglomerato in ambiente aggressivo è necessario prescrivere, in funzione della granulometria o del rapporto acqua-cemento, un dosaggio minimo di cemento”*.

Nel 1985 il D.M. 27/07/1985 [37], sempre al punto 2.1.8 specifica: *“al fine di garantire la durabilità del conglomerato particolarmente in ambiente aggressivo, così come in presenza di cicli di gelo e disgelo, è necessario studiarne adeguatamente la composizione”*.

Qualche anno più tardi, il D.M. 14/02/1992 ribadisce le direttive del precedente ed al punto 2.1.8 riporta: *“al fine di garantire la durabilità del conglomerato particolarmente in ambiente aggressivo, così come in presenza di cicli di gelo e disgelo, è necessario studiarne adeguatamente la composizione”*. In pratica le stesse identiche parole.

Bisogna aspettare il 1996 con l'entrata in vigore del D. M. del 09/01/1996 [38], affinché si dia al progettista un riferimento normativo ben determinato cui fare riferimento in fase di progettazione al fine di poter garantire alla struttura la durabilità attesa; infatti, al testo del precedente D. M. 14/02/1992, si aggiunge il seguente capoverso: *“Si potrà anche far riferimento alla norma UNI 9858 (maggio 1991)”*.

Il riferimento a norme è stato ripreso dal vigente D. M. 14/01/2008 che, oltre a dedicare un paragrafo alla durabilità (11.2.11) all'ultimo capoverso del punto recita: *“Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si potrà fare utili riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edita dal Servizio centrale del*

Consiglio Superiore dei LL.PP. ovvero alle norma UNI EN 206 – 2006 ed UNI 11104:2004 [39]”.

Queste ultime norme UNI hanno sostituito le UNI 9858 e danno finalmente una chiara indicazione al progettista su come progettare un calcestruzzo durevole in relazione al tipo di ambiente cui la struttura è esposta.

In particolare la UNI EN 206-2006 definisce cinque macroclassi di esposizione ambientale nelle quali le strutture possono trovarsi ad esistere. Tali macroclassi sono a loro volta suddivise in sottoclassi, ognuna delle quali caratterizzata da specifici parametri per il confezionamento del calcestruzzo.

Di seguito si riporta una tabella (Tabella 4) riassuntiva delle macroclassi e delle relative sottoclassi con l’indicazione dei suddetti parametri indicati dal D. M. 14/01/2008 che ha pienamente accolto le direttive della UNI EN 206.

I parametri riportati non sono però le sole indicazioni da seguire. Ricoprono un ruolo fondamentale anche alcuni parametri costruttivi e di messa in opera e maturazione del calcestruzzo.

Tabella 4: Definizione delle classi di esposizioni definite dalle NTC 2008.

Classe di esposizione		Max a/c	Min R _{ck}	Min cemento [kg/m ³]	Copriferro	
					VN 50 anni	VN 100 Anni
XC0	Nessun Rischio	/	15	/	10	20
XC1 (secco)	Corrosione da Carbonatazione	0.65	25	260	15	25
XC2 (sempre umido)		0.60	30	280	25	35
XC3 (moderatamente umido)		0.55	37	280	25	35
XC4 (cicli di bagnato)		0.50	37	300	30	40
XS1 (sulla costa)	Corrosione da Cloruri	0.50	37	300	35	45
XS2 (sommerso)		0.45	45	320	40	50
XS3 (spruzzi)		0.45	45	340	45	55
XD1 (moderatamente umido)	Corrosione da Cloruri da altre fonti	0.55	37	300	35	45
XD2 (umido)		0.55	37	300	40	50
XD3 (cicli di bagnato)		0.45	45	320	45	55
XF1 (moderata saturazione di acqua in assenza di agente disgelante)	Corrosione da cicli di gelo/disgelo con e senza disgelanti	0.50	40	320	30	
XF2 (moderata saturazione di acqua in presenza di agente disgelante)		0.50	30	340	45	
XF3 (elevata saturazione di acqua in assenza di agente disgelante)		0.50	30	340	30	
XF4 (elevata saturazione di acqua in presenza di agente disgelante)		0.45	35	360	45	
XA1 (ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1)	Corrosione da attacco chimico	0.55	35	320	25	
XA2 (ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1)		0.50	40	340	25	
XA3 (ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1)		0.45	45	360	25	

Capitolo 2

Modellazione del processo corrosivo.

Lo studio di tecniche innovative per la diagnostica di strutture affette da processi di corrosione deve partire da una profonda conoscenza del fenomeno in atto e del modo in cui esso si sviluppa. In tale senso, in questo capitolo si descriveranno dei modelli matematici ed i risultati di analisi FEM che hanno condotto alla formulazione di una teoria analitica per lo studio dell'intero processo di corrosione delle barre (dall'innesco della fessura, alla sua completa propagazione nel copriferro fino all'apertura esterna della fessura).

Particolare attenzione è stata posta sull'innesco e sulla propagazione della fessura nel copriferro, sulla quantità radiale di barra consumatasi fino all'apertura della fessura, e della conseguente perdita di aderenza tra barra e calcestruzzo. Infine, grazie ad uno studio effettuato con analisi FEM è stato possibile, descrivere il fenomeno con una logica a ritroso; ricavare, cioè, l'effetto (consumo di barra), osservandone la causa (apertura della fessura). Quest'ultimo approccio ha consentito la formulazione di semplici e potenti formulazioni che costituiscono un potente strumento di diagnostica e previsione del fenomeno.

2.1 Scelta dei parametri relativi ai materiali costituenti

Il primo passo del processo di modellazione meccanica è stato quello della scelta dei parametri intrinseci dei materiali costituenti e della geometria della sezione da studiare. In merito alle caratteristiche e proprietà dei materiali, per alcuni di essi, data la complessità e l'approssimazione nella determinazione di un valore univoco ed universalmente accettato in letteratura, si è preferito adottare modelli semplificati, o effettuare le analisi in modo parametrico, considerando i valori maggiormente rappresentativi trovati in letteratura.

Il comportamento del calcestruzzo è stato assunto elastico per sollecitazioni di compressione, mentre è stato assunto completamente non lineare in caso di sollecitazione di trazione.

Il diagramma sforzo-deformazione è stato, quindi, assunto bilineare (Figura 19) il cui ramo elastico culmina con l'attingimento della tensione massima in trazione, f_{ct} , cui corrisponde la deformazione massima di trazione, ε_{ct} . Il ramo di softening è stato assunto lineare e termina con valore nullo alla tensione ultima di trazione, f_{ctu} . L'area sottesa alla curva di softening, $\frac{G_F}{l_c}$, correlata all'energia di frattura, G_F , è stata valutata in accordo all'equazione 5.1-9 del First Complete Draft of Model Code 2010 (MC10) [40]. Al fine di poter valutare la deformazione ultima, ε_u , a partire dall'apertura della fessura, w_c , è stato necessario definire la lunghezza caratteristica, l_c , per il calcestruzzo pari a $3 \cdot d_{MAX}$, [41] dove d_{MAX} è la dimensione massima dell'aggregato utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo.

L'energia di frattura, G_F , è di certo uno dei fattori che maggiormente influenza il processo, infatti, essa ha una forte influenza sulla deformazione ultima, ε_u , e sullo sforzo di trazione massimo nel calcestruzzo, f_{ct} .

L'energia di frattura, G_F , [N/m] è quella energia richiesta per propagare una cricca dovuta a trazione per unità di superficie. In realtà, può anche essere usata per definire, in maniera indiretta, la resistenza a trazione del calcestruzzo. Per calcestruzzi ordinari, l'energia di frattura, G_F , dipende, preliminarmente del rapporto acqua/cemento, a/c , dalla dimensione massima dell'aggregato, d_{MAX} , e dall'età del calcestruzzo.

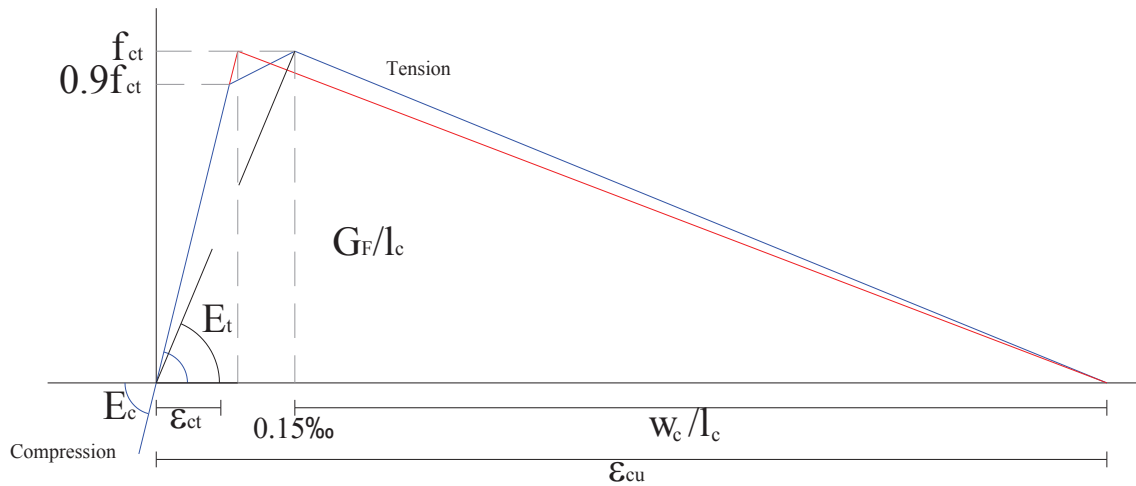


Figura 19. Diagramma del modello di Energia di Fattura, G_F .

L'energia di frattura è, a sua volta, influenzata dalla tipologia di aggregato utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo e dalla dimensione dell'aggregato grosso. La tipologia di aggregato ha, però, come vedremo, una influenza maggiore rispetto alle dimensioni dello stesso.

Il copriferro, come visto nel capitolo precedente, ricopre un ruolo fondamentale nella penetrazione degli agenti aggressivi (e quindi in fase di protezione delle armature), pertanto, sono stati considerati, in ogni simulazione, oltre ai valori indicati delle normative, anche valori inferiori e superiori, al fine di coglierne il grado di influenza e la differenza di servizio di una struttura non progettata, o non realizzata secondo le direttive delle NTC 2008.

Data la varietà e la singolarità di ogni progettazione sono stati considerati differenti valori del diametro di barra. In particolare, al fine di poter simulare le staffe si è usato un diametro $\Phi 10$, mentre sono stati considerati diametri maggiori, $\Phi 14$ e $\Phi 20$, quali diametri delle barre longitudinali di armatura. È comunque possibile, eseguire la simulazione per qualsiasi dimensione del diametro della barra.

Particolare attenzione rivestono anche i parametri relativi al confezionamento del calcestruzzo quali la dimensione e la tipologia dell'aggregato utilizzato (che influenzano energia di frattura, G_F , e modulo elastico E_c , rispettivamente), oltre che agli effetti di lungo termine quali, ad esempio, il creep. Infatti, il modulo elastico, E_c , del calcestruzzo è fortemente influenzato sia dalla tipologia di aggregato utilizzata per il confezionamento del calcestruzzo che dai carichi di lungo periodo. Un'idea

dell'influenza della tipologia dell'aggregato sul modulo elastico di Young del calcestruzzo, E_c , può ricavarsi facendo riferimento al paragrafo 5.1-6 del MC10. Infatti, in relazione ad un calcestruzzo confezionato con aggregati in quarzite, il modulo elastico di calcestruzzi realizzati con rocce basaltiche può essere maggiore di circa il 20% o, viceversa essere inferiore del 30% se si utilizzano aggregati in arenite.

Instauratosi il processo di corrosione, ed iniziata la produzione di ossido, quest'ultimo trasferisce le tensioni normali e di taglio che si instaurano, a causa della sua espansione, tra la superficie delle barre ed il calcestruzzo circostante. È dunque necessario, al fine di poter formulare un modello analitico, definire i parametri che caratterizzano il modello di deformabilità e del comportamento a taglio dei prodotti di corrosione. Risulta, pertanto importante definire il valore del modulo elastico dell'ossido, E_o . Di seguito si riporta un riassunto dei risultati esaminati in Chermin e Val [42], che a loro volta hanno fatto un lavoro di raccolta dei vari studi di letteratura [43-45].

In accordo a Samsonov G. V. [46] il modulo di elasticità dei cristalli di ossido dell'acciaio (Fe_2O_3 o Fe_3O_4) varia nell'intervallo tra 215 GPa e 350 GPa. Tuttavia, questi valori non possono essere utilizzati direttamente per i prodotti di corrosione a causa della loro natura granulare, che si traduce in una riduzione significativa della loro rigidità, ma niente è specificato in merito a tale riduzione.

Yoshioka Y. e Yonezawa T. [47] hanno misurato, nel loro lavoro, le tensioni espansive generatesi in delle piastre di acciaio soggette a processo di corrosione galvanostatico su barre in calcestruzzo.

In conformità a questi risultati, Suda K. et al. [48] stimano che il valore del modulo di Young dei prodotti di corrosione è compreso in un range tra 0,1 GPa e 0,5 GPa.

Ouglova A. et al. [43] utilizzando differenti tecniche, hanno ricavato che al crescere del grado di compattazione dell'ossido, il suo modulo elastico cresce in maniera non lineare, da un valore di 1÷2 GPa fino a molte centinaia di GPa per cristalli puri di ossido (che hanno il tipico comportamento dei materiali granulari). Hanno, inoltre, rilevato che le tensioni di compressione sono inferiori a 0,1 così che la relativa diminuzione dello spessore dello strato di ossido, al momento della fessurazione del copriferro, dovrebbe essere molto inferiore al 10%. Ciò vuol dire che l'errore nella

valutazione dell'incremento (rispetto alla barra senza ossido) dello spazio occupato dal sistema barra-ossido trascurando la deformabilità dell'ossido è pari a non più del 10%.

Tale valore, vista l'incertezza degli studi, e la difficoltà nella misurazione diretta del valore del modulo elastico dell'ossido, sembra essere un errore accettabile.

In questo studio, comunque, saranno considerati valori compresi tra un minimo di 130 MPa [49] ed un massimo pari a 210.000 MPa, uguale a quello dell'acciaio. Nella Tabella 5, sono stati riassunti i valori dei moduli di elasticità dell'ossido secondo le differenti teorie appena esposte.

Gli aspetti elettrochimici del processo di corrosione sono molto complessi ed articolati, ma vista l'incertezza di alcuni parametri sono stati sintetizzati utilizzando un fattore di espansione volumetrica di ossido, n , che racchiude in maniera sintetica l'intero processo di formazione dei prodotti della corrosione.

Altro effetto di complessa valutazione (in tutto il suo evolversi) è, l'effetto del creep. L'effetto che maggiormente interessa tale aspetto della simulazione è la riduzione che si determina sulla riduzione del modulo elastico del calcestruzzo. Esso è stato, quindi, considerato utilizzando un fattore di riduzione per E_c pari a $\frac{1}{(1+\phi)}$, con ϕ variabile tra 1 e 5.

In Tabella 6 si riportano i valori massimi della deformazione di trazione, ε_{ct} , i valori della forza di compressione massima, f_{cm} , del calcestruzzo, il valore dell'energia di frattura, G_F , e l'apertura della fessura, w_c , quando il calcestruzzo raggiunge il valore ultimo della deformazione di trazione, ε_u , in relazione alle classi di resistenza del calcestruzzo considerate ed al diametro massimo dell'aggregato.

Nel caso riportato è stato considerato un valore di copriferro pari a 35 mm, in accordo alla UNI EN 206, atto a garantire, per una classe di esposizione ambientale XS1, una vita utile di 50 anni.

A fini comparativi, sono state eseguite simulazioni anche con valori differenti, i cui risultati saranno riportati di seguito nel corso della trattazione.

Tabella 5: moduli di Young dell'ossido considerati dai differenti autori

	Modulo di Young dell'ossido, E_o . [GPa]
Samsonov [46]	215÷350
Suda et al. [48]	0,100÷0,500
Ouglova et al. [43]	1÷2
Carè et al. [49]	0,130

Tabella 6: valori numerici dei parametri relativi al calcestruzzo in accordo al MC10

Strength Class of concrete	$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{\theta}}{E_{ci}}$	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	d_{MAX}	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}$	$w_c = \frac{2 \cdot G_F}{f_{ctm}}$	ε_{cu}
	$\frac{\mu m}{m}$	MPa	mm	$\frac{N \cdot m}{m^2}$	μm	$\frac{\mu m}{m}$
C20/25	70,4	28	8	132,99	120,328	5 16
			16			2 66
			32			1 40
C25/30	76,3	33	8	136,98	106,808	4 60
			16			2 38
			32			1 26
C30/37	81,2	38	8	140,50	97,016	4 19
			16			2 17
			32			1 16

2.2 Analisi FEM

A monte della realizzazione di un modello analitico atto a valutare l'innescio e la propagazione del processo di fessurazione in un provino di calcestruzzo armato, causato dall'espansione della barra di armatura in campo elastico, è stato usato il software SIMULIA ABAQUS per realizzare delle simulazioni FEM. L'obiettivo è stato quello di trovare geometrie simmetriche che ben rappresentassero il comportamento di strutture reali e semplificare i modelli analitici successivi sfruttando le proprietà di simmetria di tali sezioni [50]. In questa fase, la simulazione ha interessato, quindi, la sola modellazione del copriferro in calcestruzzo, in quanto, la barra è stata considerata semplicemente come un carico di pressione applicato al fronte interno della corona circolare di calcestruzzo. Tale pressione è stata incrementata fino a che non fosse attinta la resistenza a trazione nel calcestruzzo.

Le proprietà meccaniche necessarie alla caratterizzazione del calcestruzzo sono state: il coefficiente di Poisson ν , ed il modulo di Young del calcestruzzo, E_c . Al primo è stato assegnato il valore tipico 0,2 mentre il secondo è stato correlato alla resistenza a compressione media del calcestruzzo, f_{cm} , in accordo con la relazione riportata nel D. M. 14/01/2008.

La stessa norma è stata adottata per valutare la resistenza a trazione dal calcestruzzo, f_{ct} :

$$E_c = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (12)$$

$$f_{ct} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

Al fine di poter ulteriormente semplificare il modello sono state eseguite sia analisi di tipo 2D sia di tipo 3D (Figure 20 e 21). Poiché la modellazione 3D è omogenea e simmetrica lungo l'asse longitudinale della colonna, è possibile eseguire un'analisi in plain-strain 2D della sezione trasversale media.

Il risultato principale emerso da tale modellazione è che la fessurazione si innesca in prossimità della barra di acciaio, per tensioni in direzione circonferenziale. Questo dato conferma l'evidenza sperimentale che la fessurazione si innesca in prossimità dell'interfaccia tra barra e calcestruzzo e si propaga in direzione radiale (Montuori M. et al., 2009 [51]). È importante notare che il modello FEM è assialsimmetrico e, di conseguenza, anche lo stress è uniforme in direzione circonferenziale.

Le analisi FEM sono state condotte per differenti classi di resistenza del calcestruzzo, nella fattispecie sono state considerate le classi C20/25, C25/30 e C30/37. Altre due variabili sono state fatte variare, al fine di realizzare delle FEM parametriche che validassero le analisi. Inoltre, sono state considerate altre due variabili: il diametro delle barre ed il valore del copriferro. In merito al primo sono state considerate barre di tre diversi diametri $\Phi 12$, $\Phi 16$ e $\Phi 20$ poste in opera con due differenti valori di copriferro 20 mm e 30 mm.

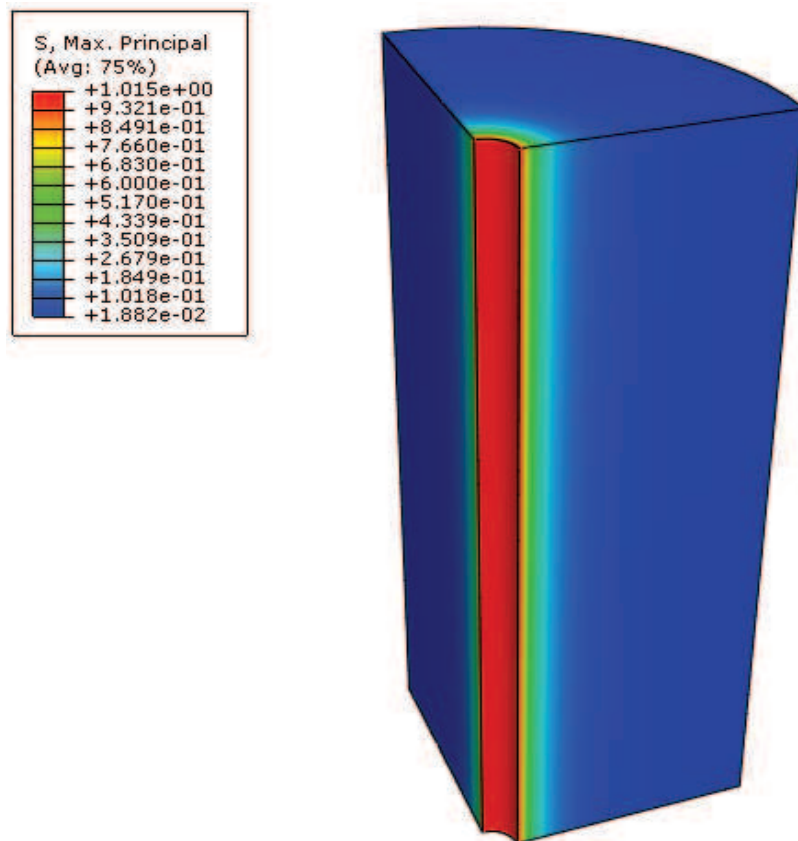


Figura 20: FEM 3D. Tensione di trazione principale

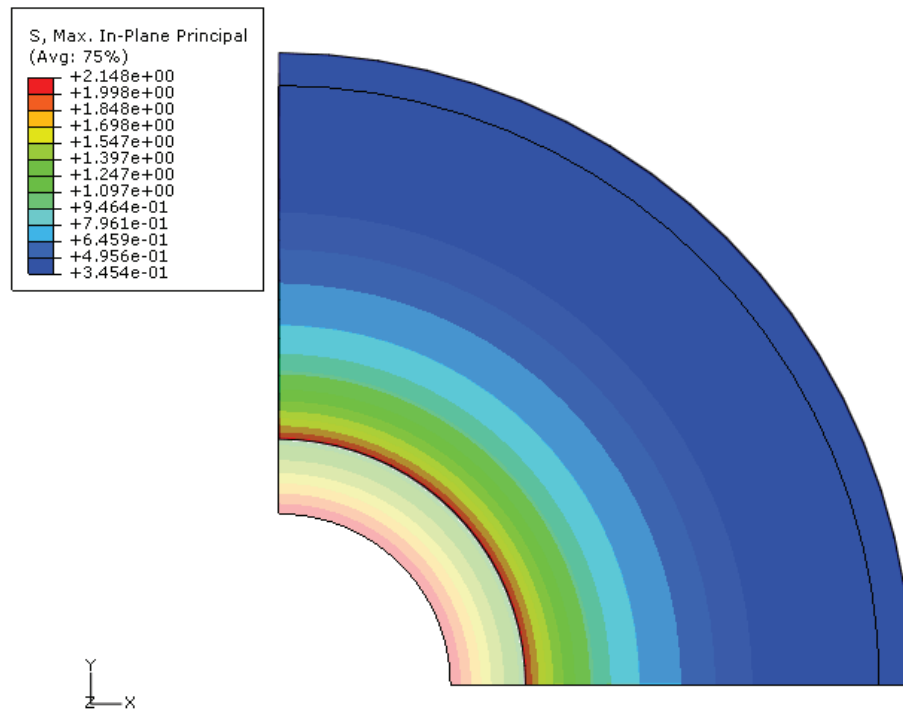


Figure 21: FEM 2D. Tensione di trazione principale

La scelta di questi parametri è stata condotta cercando di individuare le classi di esposizione a maggiore criticità (in termini di copriferro e di resistenza del calcestruzzo) riportate nella norma UNI EN 206-1. È stata scelta una classe di corrosione da carbonatazione (classe XC1), una da ioni cloruro provenienti da acqua di mare (classe XS1) ed una classe in cui si verificano cicli di gelo/disgelo con presenza di agenti disgelanti (classe XF2). I risultati delle analisi di questi 18 casi sono riportati in Tabella 7. Si osserva che ad un aumento della classe di resistenza del calcestruzzo da C20/25 a C30/37 corrisponde un aumento di resistenza a trazione di circa il 30%, mentre l'aumento in termini di spostamento interno è di circa il 19% e risulta essere quasi indipendente dal diametro della barra e dal copriferro.

Al contrario, per lo stesso aumento di resistenza a trazione del calcestruzzo, si osserva uno stesso incremento in termini di pressione interna, indipendentemente dal diametro della barra e dallo spessore di copriferro considerati.

L'influenza del modulo elastico è ancora più ridotta. Aumentando, infatti, la classe di resistenza del calcestruzzo da C20/25 a C30/37, l'aumento del modulo elastico è di circa il 9%.

Tabella 7: principali risultati della simulazione FEM del modello reale

Classe di calcestruzzo	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)	Diametro della barra (mm)	Copriferro (mm)	Spostamento interno (μm)	Pressione interna (MPa)
C20/25	2,265	30,2	12	20	0,529	2,036
C25/30	2,558	31,4			0,574	2,299
C30/37	2,942	33,0			0,629	2,644
C20/25	2,265	30,2		30	0,534	2,144
C25/30	2,558	31,4			0,579	2,421
C30/37	2,942	33,0			0,635	2,783
C20/25	2,265	30,2	16	20	0,698	1,923
C25/30	2,558	31,4			0,757	2,172
C30/37	2,942	33,0			0,830	2,498
C20/25	2,265	30,2		30	0,708	2,073
C25/30	2,558	31,4			0,768	2,341
C30/37	2,942	33,0			0,841	2,692
C20/25	2,265	30,2	20	20	0,864	1,812
C25/30	2,558	31,4			0,937	2,046
C30/37	2,942	33,0			1,026	2,354
C20/25	2,265	30,2		30	0,879	1,999
C25/30	2,558	31,4			0,953	2,257
C30/37	2,942	33,0			1,044	2,596

L'influenza del diametro della barra è rilevante sullo spostamento interno (per un aumento del diametro della barra di circa il 70%, da 12 mm a 20 mm, si trova lo stesso incremento in termini di spostamento), mentre è quasi trascurabile sulla pressione interna, e conduce ad una riduzione di pressione di circa il 10%.

L'influenza del copriferro è trascurabile sullo spostamento interno (aumentando il copriferro del 50%, l'incremento di spostamento è di circa l'1%), mentre porta ad un incremento di pressione compreso tra il 5% ed il 10%.

A valle di considerazione fatte sui risultati appena esposti, è dimostrato che effettuare simulazioni FEM utilizzando il parametro pressione in luogo dello spostamento è preferibile, in quanto, quest'ultimo mostra maggiore dipendenza sia dai parametri geometrici sia da quelli meccanici.

È stata condotta, inoltre, un'analisi numerica su elementi con geometrie simulanti le strutture reali in calcestruzzo armato. La Figura 22, mostra il modello di trave/pilastro in calcestruzzo armato, in cui le armature sono disposte in modo da soddisfare le indicazioni dell'Eurocodice 2 (sez. 8.2): la distanza di interferro, i_c , tra singole barre e tra registri orizzontali di barre deve essere la maggiore tra il diametro della barra, la dimensione massima dell'aggregato incrementata di 5 mm ed una distanza di 20 mm. La Figura 23 riporta la deformazione, simulata in FEM, generata sulla sezione di calcestruzzo dall'espansione dell'ossido, formatosi in seguito al processo di corrosione delle barre corrose. Nel caso specifico l'armatura è costituita da quattro armature longitudinali di diametro $\Phi 12$.

È importante notare che la corrosione è stata simulata come una pressione indotta dall'ossido sulla corona circolare di calcestruzzo, in modo da poter consentire e garantire l'espansione differenziata in funzione della rigidità offerta dal copriferro e dal nucleo di calcestruzzo.

È chiaramente dimostrato che vi è un maggiore spostamento verso l'esterno della sezione trasversale. Esso è dovuto al vincolo esercitato da parte del nucleo in calcestruzzo all'espansione dell'ossido e, di conseguenza, a quella del calcestruzzo stesso.

L'espansione causata dalla corrosione, come detto, genera una pressione interna sulla corona di calcestruzzo circostante, ed induce una sollecitazione di trazione circonferenziale intorno alla barra, analogamente a quanto accade nel caso di provini sperimentali a singola barra.

L'obiettivo principale di questa fase di studio è il confronto tra la modellazione a singola barra ed il caso reale di un elemento in calcestruzzo armato, in modo tale da poter correlare risultati sperimentali (solitamente ottenuti su provini cilindri armati con unica barra) con quelli analitici, e lavorare con un modello di studio semplificato.

Al fine di poter fornire un confronto, e soprattutto per valutare le differenze tra le previsioni della tensione di trazione del modello a barra singola e la tensione effettiva che si genera in un pilastro/trave reale in calcestruzzo armato (dato il valore di copriferro, $c_c = (R_4 - R_0)$, il diametro delle barre, $2 \cdot R_0$, ed il valore di interferimento, i_c), anche nel caso di trave reale armata con più barre è stata applicata la stessa pressione necessaria a raggiungere la resistenza a trazione applicata nel modello a barra singola.

Anche in questo caso l'applicazione di una pressione interna, è stata preferita all'applicazione di uno spostamento al fine di evitare la forzatura della deformata della barra corrosa; la differenza in termini di tensione principale di trazione fra i due sistemi di carico (spostamento-pressione) è sempre stata inferiore a circa il $\pm 10\%$.

Per analizzare gli effetti derivanti da diversi parametri, sono stati fissati la dimensione del copriferro, $c_c = R_4 - R_0$, ed il diametro della barra, $2 \cdot R_0$, e sono stati considerati tre diversi valori di interferimento, i_c , 20 mm, 30 mm e 40 mm.

La Tabella 8 mostra i risultati principali delle 54 analisi realizzate con le diverse combinazioni dei parametri scelti, nel caso di trave reale in calcestruzzo armato.

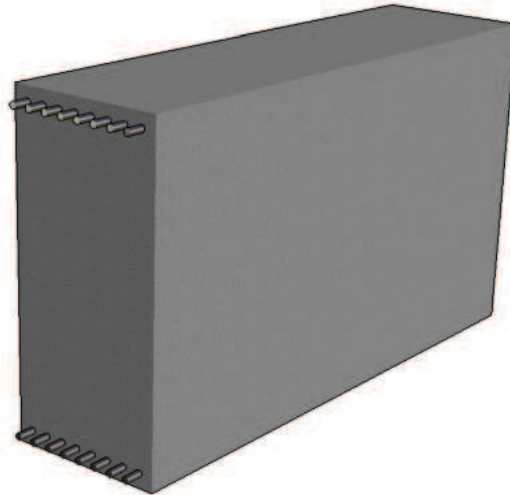


Figura 22: trave tipo considerata nell'analisi

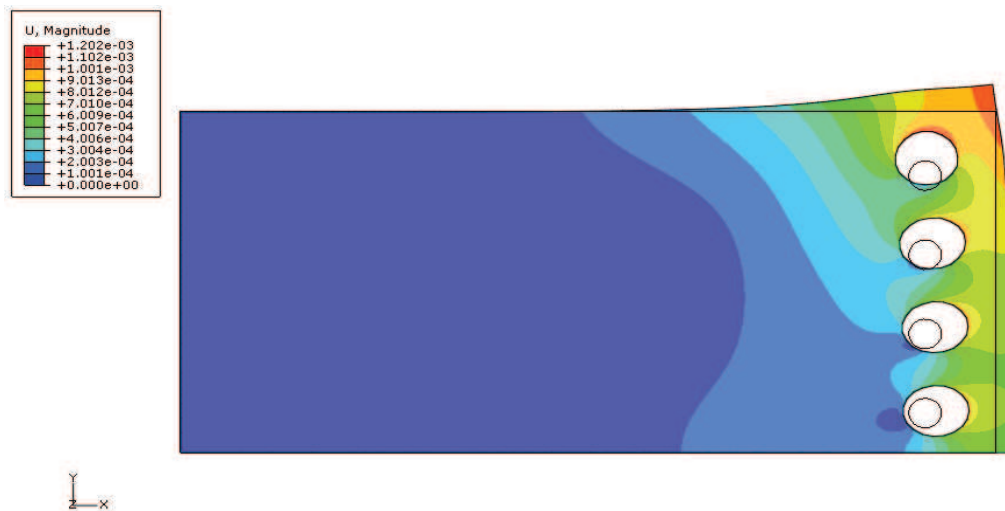


Figura 23: deformata di una trave a 4 barre con diametro delle barre $\Phi 12$, calcestruzzo C20/25, $c_c=i_c=20$ mm

La tensione principale di trazione è correlata ai valori di pressione interna adottata nel caso di modellazione a singola barra. La mappa delle sollecitazioni di trazione principale è stata riportata per sole 4 combinazioni di parametri (Figure 24); fissata una classe di calcestruzzo (i risultati sono, infatti, indipendenti dalle classi di calcestruzzo, vedi Tabella 8). Le sollecitazioni di trazione massime sono sempre in direzione della congiungente le armature, mentre in direzione del copriferro (esterno della sezione), le tensioni sono di solito più piccole di circa il 20% (tale differenza si riduce al crescere dell'interferro, i_c).

Tabella 8: principali risultati della simulazione FEM del modello reale (tra parentesi l'incremento della tensione principale di trazione del modello reale in confronto al modello a singola barra)

Classe	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)	Diametro della barra (mm)	Copriferro (mm)	Tensione Principale Massima (MPa)		
					$i_c=20$ mm	$i_c=30$ mm	$i_c=40$ mm
C20/25	2,265	30,2	12	20	2,622 (+16%)	2,270 (+0%)	2,233 (-1%)
C25/30	2,558	31,4			2,961 (+16%)	2,563 (+0%)	2,521 (-1%)
C30/37	2,942	33,0			3,406 (+16%)	2,948 (+0%)	2,899 (-1%)
C20/25	2,265	30,2		30	2,699 (+19%)	2,452 (+8%)	2,337 (+3%)
C25/30	2,558	31,4			3,048 (+19%)	2,769 (+8%)	2,639 (+3%)
C30/37	2,942	33,0			3,504 (+19%)	3,183 (+8%)	3,034 (+3%)
C20/25	2,265	30,2	16	20	2,870 (+27%)	2,640 (+17%)	2,614 (+15%)
C25/30	2,558	31,4			3,241 (+27%)	2,981 (+17%)	2,952 (+15%)
C30/37	2,942	33,0			3,727 (+27%)	3,429 (+17%)	3,394 (+15%)
C20/25	2,265	30,2		30	2,943 (+30%)	2,635 (+16%)	2,452 (+8%)
C25/30	2,558	31,4			3,324 (+30%)	2,976 (+16%)	2,769 (+8%)
C30/37	2,942	33,0			3,822 (+30%)	3,422 (+16%)	3,184 (+8%)
C20/25	2,265	30,2	20	20	3,037 (+34%)	2,530 (+12%)	2,268 (+0%)
C25/30	2,558	31,4			3,430 (+34%)	2,856 (+12%)	2,560 (+0%)
C30/37	2,942	33,0			3,944 (+34%)	3,286 (+12%)	2,945 (+0%)
C20/25	2,265	30,2		30	3,338 (+47%)	2,782 (+23%)	2,515 (+11%)
C25/30	2,558	31,4			3,770 (+47%)	3,142 (+23%)	2,840 (+11%)
C30/37	2,942	33,0			4,335 (+47%)	3,613 (+23%)	3,266 (+11%)

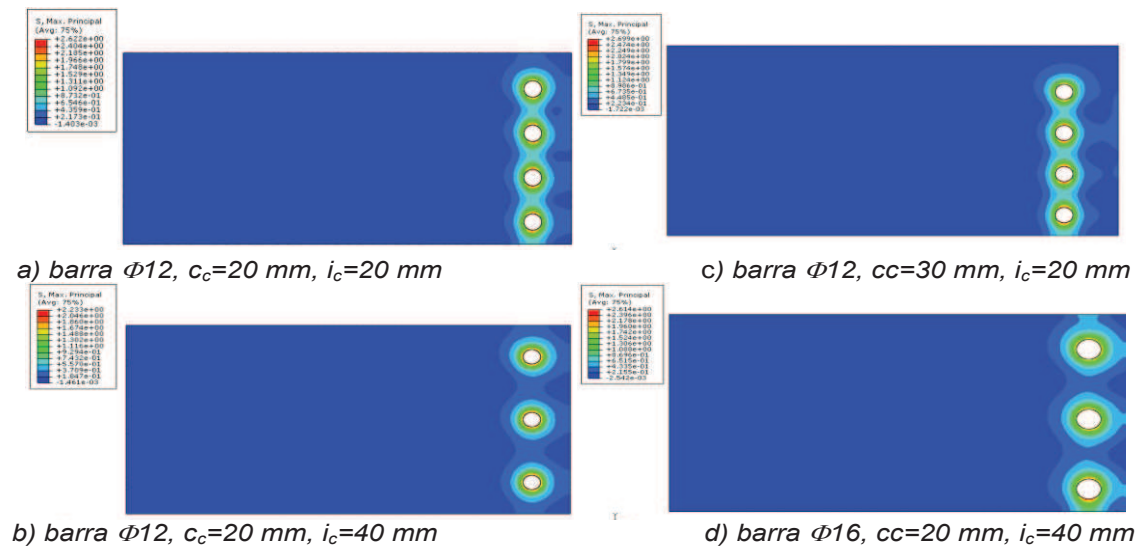


Figura 24: modellazione FEM di trave reale: calcestruzzo C20/25

Le Figure 24 mostrano l'effetto che ogni parametro considerato in questa fase, ha sulla modellazione. Al fine di poter meglio interpretare i risultati, di seguito, si analizzano nel dettaglio confrontandoli tra loro. Si può notare che all'aumentare della distanza tra le barre, i_c , (Figura 24a e Figura 24b) l'interazione tra esse si riduce, come anche la sollecitazione di trazione (nonché la differenza dei risultati ottenuti dai due modelli, Tabella 8); all'aumentare del copriferro (Figura 24a e Figura 24c) l'interazione e la sollecitazione di trazione (nonché la differenza dei risultati ottenuti dai due modelli, Tabella 8) sono quasi simili, mentre aumentando il diametro della barra (Figura 24b e

Figura 24d) aumentano sia l'interazione che la sollecitazione di trazione (nonché la differenza dei risultati ottenuti dai due modelli, Tabella 8).

Le Figure 25 mostrano l'incremento percentuale di tensione di trazione tra il modello a singola barra e la simulazione degli elementi reali in calcestruzzo armato (a parità di parametri e trascurando i diversi valori di distanza di interferro, i_c). Come mostrato, l'interferro ha una forte influenza sulle modellazioni, portando ad incrementi notevoli della sollecitazione di tensione (fino al 47%). Tale incremento può essere dovuto alla interazione e/o sovrapposizione degli effetti delle due corone circolari virtuali che vengono a formarsi intorno ad ogni barra. Al fine di ridurre tale notevole effetto della distanza interferro, i_c , le analisi sono state ripetute assegnando un unico valore di copriferro, per il modello a barra unica, pari al minimo tra il valore di copriferro, c_c , e la metà dell'interferro, i_c . In questo modo, le due corone circolari virtuali di calcestruzzo che si presume si formino intorno ad ogni barra non si intersecano tra loro, ma, al massimo, risultano tangenti. La pressione esercitata dal modello a barra unica (sotto queste ipotesi) è stata nuovamente applicata ai 54 casi precedenti, e l'incremento della tensione è risultato essere drasticamente ridotto e, comunque, sempre inferiore di circa il 10% (Figura 25b).

Lo scopo della modellazione FEM è stato quello di verificare la possibilità di confrontare i risultati di modelli a singola barra semplificati con il comportamento reale di elementi in calcestruzzo armato (armati con un numero superiore di barre) in termini di innesco della fessurazione del calcestruzzo. Le simulazioni FEM sono state fatte sia per provini da laboratorio a singola barra che per elementi strutturali reali in c.a., sottolineando l'influenza delle classi di resistenza del calcestruzzo, del diametro delle barre, della distanza di interferro e del copriferro sull'innesco della fessurazione del calcestruzzo. La metodologia proposta è stata validata attraverso analisi parametriche FEM.

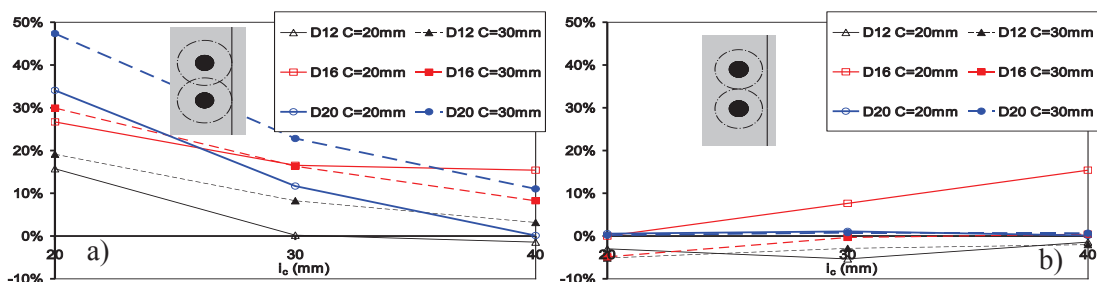


Figura 25: differenza di tensione: modello a singola barra, con copriferro di: a) c_c ; b) $\min(c_c, \frac{i_c}{2})$

La sottostima media del metodo proposto è quasi trascurabile solo se è adottato, nei modelli a singola barra, un valore di copriferro pari al minimo tra $(c_c; \frac{l_c}{2})$. Sotto queste ipotesi, la massima sottostima del modello, è pari a circa il 10%, quindi ancora paragonabile all'incertezza tipica sul valore della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Altro importante risultato emerso è che tali simulazioni colgono meglio l'evolversi del processo qualora siano eseguite a controllo di pressione anziché a controllo di spostamento.

2.3 L'innesco della fessura – Modello a tre strati

Al fine di effettuare uno studio approfondito delle condizioni che devono verificarsi per innescare la fessura nel copriferro si una sezione armata di calcestruzzo e di calcolare la quantità di ossido, y , che deve prodursi affinché essa si sviluppi è stato realizzato un modello analitico mediante il quale è possibile calcolare anche il conseguente consumo di barra, x , necessaria per il controllo della sicurezza della sezione. A differenza delle simulazioni precedenti che prevedevano la modellazione del solo calcestruzzo, il modello di innesco della fessura nel copriferro prevede una formulazione analitica basata sulla modellazione di tre differenti strati volta a definire i parametri maggiormente influenti, in relazione al consumo di barra, x , dovuto alla corrosione, alla quantità di ossido formatosi, y , ed al valore del modulo elastico dell'ossido, E_o . La variabilità di questi ed altri parametri, aggiunti ai precedenti, e basandosi anche sui risultati delle analisi FEM già esposte, sono stati comparati a quelli delle analisi FEM eseguite per la definizione del nuovo modello. È stato, quindi, necessario definire un sistema di equazioni che garantisce l'equilibrio del sistema barra-ossido-calcestruzzo e la congruenza degli spostamenti alle interfacce tra i tre strati dei diversi materiali. Lo strato più interno (armatura) è costituito da una circonferenza con origine al centro della barra e raggio esterno, R_0 , uno strato intermedio (ossido) di raggio R_0 , e raggio esterno, R_2 , ed uno strato più esterno di calcestruzzo di raggio interno, R_2 , e di raggio esterno, R_4 . Lo scopo è quello di calcolare la quantità di barra che deve consumarsi, x , affinché si inneschi la fessurazione del calcestruzzo ed il conseguente volume di ossido formatosi, y , (Figura 26).

Le equazioni generali di equilibrio e congruenza sono:

$$R_1 = R_0 - x \quad (14)$$

$$R_2 = R_1 + x + y \quad (15)$$

$$n \cdot (2 \cdot \pi \cdot R_0 \cdot x + \pi \cdot x^2) = \pi \cdot (x + y) \cdot (2 \cdot R_1 + x + y) \quad (16)$$

$$S_{2cls} = S_{2oxide} - y \quad (17)$$

$$S_{steel} = S_{1oxide} \quad (18)$$

dove la equazione (14) rappresenta la riduzione da R_0 ad R_I del raggio della barra di acciaio della quantità x (in μm) consumatasi; la equazione (15) individua il raggio esterno, R_2 , dello strato di ossido di spessore $x+y$, in riferimento al raggio interno dell'ossido stesso, R_I ; la equazione (16) rappresenta l'equazione di continuità dove la produzione di ossido di volume $n \cdot (2 \cdot \pi \cdot R_0 \cdot x + \pi \cdot x^2)$ è uguale ad n volte il volume di barra consumata $n \cdot (x + y) \cdot (2 \cdot R_1 + x + y)$.

Il coefficiente n è il fattore di espansione volumetrica dell'ossido prodotto rispetto all'acciaio consumato, che può essere notoriamente assunto tra 2 e 6; la equazione (17) rappresenta la congruenza di spostamento all'interfaccia tra lo strato di ossido e la corona di calcestruzzo che, spostata di y (verso l'esterno) dall'ossido formatosi, si oppone a tale spostamento con una pressione, q_2 , verso l'interno (spostamento, S_{2cls} , del calcestruzzo valutato nella corona circolare di raggi R_0 ed R_4 caricata da una pressione interna). Lo strato di ossido (corona circolare di raggio interno, R_I , e raggio esterno, R_2) è soggetto, quindi, ad una pressione interna di contatto con la barra di acciaio, q_1 , ed ad una pressione esterna, q_2 , di contatto con la corona di calcestruzzo. Lo spostamento verso l'esterno dell'ossido è S_{2oxide} , mentre quello verso interno è S_{1oxide} che, per congruenza, nella equazione (18), è pari allo spostamento della barra di acciaio, di raggio R_I , indotto dalla pressione di contatto con l'ossido, q_1 .

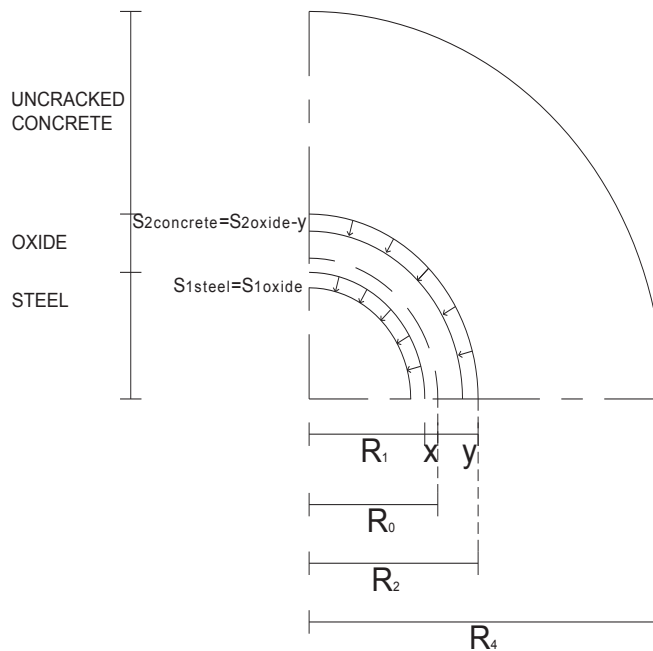


Figura 26: schema geometrico di riferimento per la modellazione analitica a tre strati

I vari contributi di spostamento sono valutati in accordo a Lignola G. P. et al (2008) [52] e sono per comodità del lettore di seguito riportati:

$$S_{steel} = \frac{q_1 \cdot R_1 \cdot (\nu_s + 1) \cdot (1 - 2\nu_s)}{E_s} \quad (19)$$

$$S_{1oxide} = \frac{R_1 \cdot (\nu_o + 1) \cdot [(1 - 2\nu_o) \cdot (q_2 \cdot R_2^2 - q_1 \cdot R_1^2) + (q_2 - q_1) \cdot R_2^2]}{E_o \cdot (R_2^2 - R_1^2)} \quad (20)$$

$$S_{2concrete} = \frac{q_2 \cdot R_o \cdot (\nu_c + 1) \cdot (R_o^2 \cdot (2\nu_c - 1) - R_4^2)}{E_c \cdot (R_4^2 - R_o^2)} \quad (21)$$

$$S_{2oxide} = \frac{R_2 \cdot (\nu_o + 1) \cdot [(1 - 2\nu_o) \cdot (q_2 \cdot R_2^2 - q_1 \cdot R_1^2) + (q_2 - q_1) \cdot R_1^2]}{E_o \cdot (R_2^2 - R_1^2)} \quad (22)$$

Nelle equazioni precedenti sono anche citati i seguenti parametri elastici:

ν_s , ν_o e ν_c , sono i coefficienti di Poisson rispettivamente dell'acciaio (s indica steel), dell'ossido (o indica oxide) e del calcestruzzo (c indica concrete): tutti assunti pari al valore del calcestruzzo (0,2), al fine di rendere trascurabili gli effetti di dilatazione differenziale; E_s , E_o ed E_c , sono i valori del modulo di elasticità lineare di Young rispettivamente dell'acciaio, dell'ossido e del calcestruzzo.

Nella corona circolare di calcestruzzo può essere, inoltre, valutata la tensione circonferenziale all'interfaccia con l'ossido secondo l'equazione (23):

$$\sigma_\theta = q_2 \cdot \frac{R_4^2 + R_2^2}{R_4^2 - R_2^2} \quad (23)$$

Quando il valore di tale tensione attinge il valore massimo di rottura a trazione del calcestruzzo, f_{ctk} , si innesca la rottura locale a trazione del calcestruzzo con conseguente innesco della fessurazione del calcestruzzo. Le equazioni dalla (19) alla (23) costituiscono un sistema non lineare mediante la risoluzione del quale, noti i valori di R_o , x , R_4 , n ed assegnati i valori dei coefficienti di Poisson e dei moduli di Young, si ricavano i valori di R_1 , R_2 , y , q_1 , q_2 e σ_θ .

In questo modo, noti i valori del raggio della barra e del valore del copriferro, all'aumentare del consumo di barra, x , è possibile monitorare l'incremento della

tensione circonferenziale nel calcestruzzo e la produzione di ossido, oltre alle pressioni che si instaurano alle interfacce tra gli strati. In questo modo, sia nei casi in cui si stia effettuando la fase progettuale (per prevedere il comportamento a corrosione) che la fase di diagnostica o monitoraggio del fenomeno durante la vita utile dell'opera (per interpretare l'evoluzione avuta dal processo), individuata la classe di esposizione del manufatto, e, di conseguenza, ricavati dalla normativa i valori di copriferro e la classe di resistenza del calcestruzzo, fissato il diametro della barra di armatura, $2 \cdot R_0$, è possibile simulare l'avanzare del processo di corrosione, ovvero, il consumo di barra, x , fino all'attingimento della resistenza a trazione del calcestruzzo, f_{ct} . In Figura 27 si riporta l'andamento della tensione circonferenziale, σ_θ , nel calcestruzzo all'aumentare del consumo della barra, x , nel caso di una barra di diametro 16 mm, copriferro netto $R_4 - R_0 = 30$ mm ($R_4 = 38$ mm, copriferro + raggio della barra), classe di resistenze del calcestruzzo C25/30, fattore di espansione volumetrica dell'ossido, $n=6$, modulo dell'ossido $E_o = 1.000$ MPa, modulo elastico dell'acciaio $E_s = 210.000$ MPa, modulo elastico del calcestruzzo, E_c , pari quello ricavato secondo il MC10 in riferimento alla classe di resistenza. Come già detto, sia in questo caso, che nel resto della trattazione i moduli di Poisson dell'acciaio dell'ossido e del calcestruzzo sono pari a 0,2. È da considerare, inoltre, che la pressione esercitata dall'ossido sul calcestruzzo è una azione di lunga durata. Pertanto, anche altri parametri devono necessariamente essere considerati nella modellazione. Il parametro di lungo periodo che maggiormente interferisce con le prestazioni del calcestruzzo armato è certamente il creep. Al fine di poter considerare tale effetto nelle simulazioni di casi reali, nel seguito si considera in maniera semplificata un modulo elastico per il calcestruzzo pari ad una frazione di quello iniziale, E_c , e che tale variazione avvenga in maniera istantanea. Allo stesso tempo è possibile confrontare lo spostamento precedentemente valutato con le simulazioni FEM e lo spostamento $S_{2concrete}$ corrispondente. I risultati ottenuti sono perfettamente sovrapponibili se si considerano acciaio ed ossido infinitamente rigidi ($E_s = E_o = \infty$). In seguito si è tenuto in considerazione l'effetto deformabilità del pacchetto barra-ossido ($E_s = E_o = 210.000$ MPa). Anche in questo caso lo spostamento (dovuto alla pressione dall'interno esercitata dall'espansione dell'ossido) che la corona di calcestruzzo deve subire affinché si attinga la tensione massima di trazione è del tutto sovrapponibile, sebbene corrisponda a volumi di ossido formati lievemente maggiori. Si può quindi dedurre che a moduli elastici inferiori, corrispondono maggiori quantità di prodotti di ossidazione prodotti, a parità di spostamento e, di conseguenza, di pressioni.

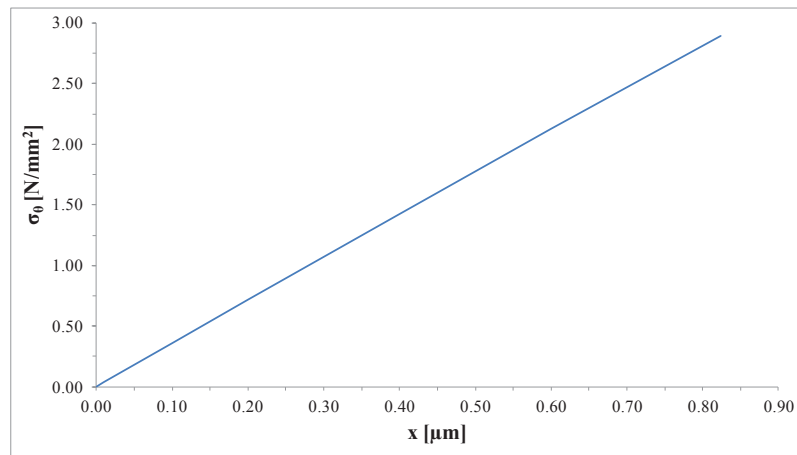


Figura 27. Tensione circonferenziale σ_0 in funzione del consumo di barra x

Una terza modellazione più rispondente alla realtà del fenomeno considera il modulo di elasticità dell'acciaio ($E_s=210.000$ MPa) e la deformabilità dell'ossido. In particolare sono stati ipotizzati due differenti valori del modulo di Young dell'ossido, inferiori rispetto a quello precedente ed a quello dell'acciaio pari a $E_o=130$ MPa ed $E_o=1.000$ MPa. I risultati di tali analisi sono riassunti in Figura 28. Ancora una volta lo spostamento che la corona di calcestruzzo deve subire affinché si attinga la tensione massima di trazione è del tutto sovrapponibile, sebbene corrisponda a volumi di ossido formati leggermente maggiori, proprio perché lo strato di ossido è molto più deformabile.

La Figura 28 mostra che, indipendentemente dal variare delle dimensioni del copriferro e dal modulo elastico dell'ossido, E_o , la produzione di ossido è tanto maggiore quanto maggiore è la classe di resistenza del calcestruzzo, in quanto maggiore è la sua resistenza a trazione (oltre che a compressione), la dipendenza dal modulo elastico dell'ossido, E_o , non è molto marcata per l'innescò della fessurazione poiché lo strato di ossido che si forma è di modeste dimensioni. Altre analisi sono state condotte considerando la variabilità del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , del copriferro (R_4-R_0) e delle classi di resistenza del calcestruzzo.

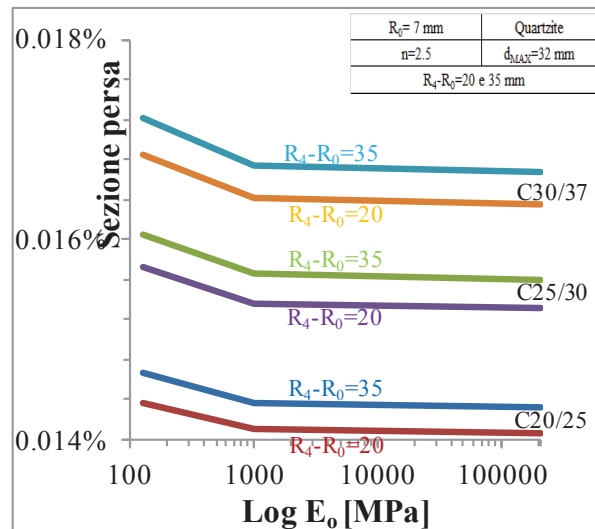


Figura 28: produzione di ossido, y , in funzione del modulo elastico dell'ossido all'innesco della fessurazione

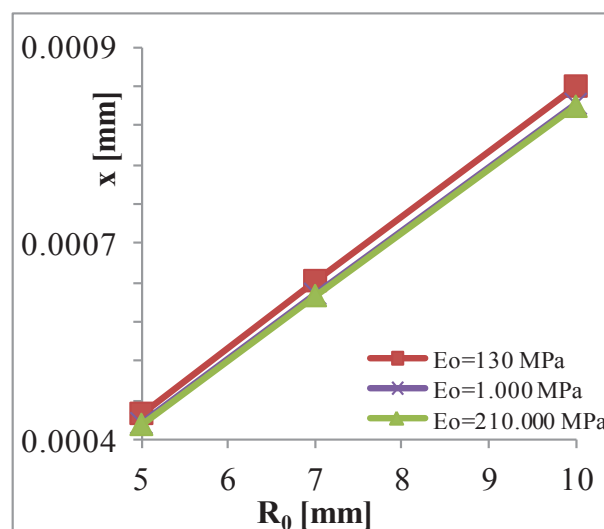


Figura 29: consumo della barra x in funzione del raggio della barra all'innesco della fessurazione

Di seguito sono mostrati una serie di grafici riassuntivi dei risultati ottenuti in relazione ai differenti parametri considerati, specificati di volta in volta. In Figura 29 si riporta il consumo della barra, x , all'innesco della fessurazione in funzione sia del raggio della barra, R_0 , che del modulo dell'ossido, E_o , nel caso specifico di calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 con copriferro pari $R_4 - R_0 = 20 \text{ mm}$ e fattore di espansione volumetrico dell'ossido $n = 6$. Si osserva che il consumo di barra, x , ha una maggiore dipendenza dal raggio della barra, R_0 , ed aumenta lievemente al diminuire del modulo elastico dell'ossido, E_o .

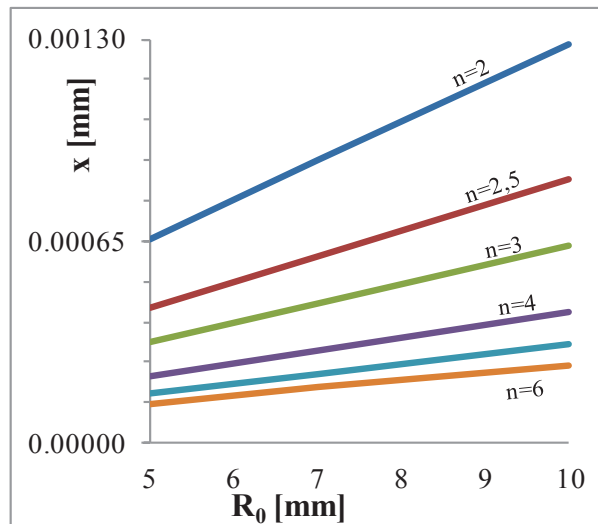


Figura 30: consumo della barra x in relazione al fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , all'innesco della fessurazione

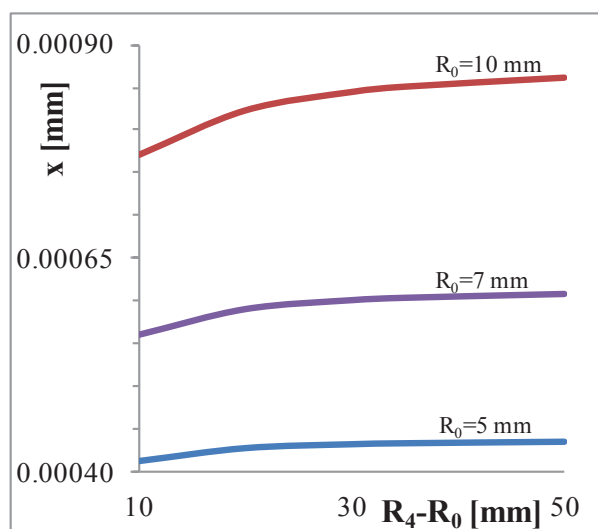


Figura 31: consumo della barra, x , in funzione dello spessore del copriferro $R_4 - R_0$ all'innesco della fessurazione

In Figura 30 si riporta il consumo della barra, x , all'innesco della fessurazione mettendo in luce l'effetto del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , variabile tra 2 e 6, nel caso specifico di classe di resistenza del calcestruzzo C30/37 con copriferro $R_4 - R_0 = 20$ mm e modulo elastico dell'ossido $E_o = 130$ MPa. Si osserva che il consumo di barra, x , ha una maggiore dipendenza dal fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , ed aumenta al diminuire del valore dello stesso.

In Figura 31 si riporta il consumo della barra, x , all'innesco della fessurazione in funzione dello spessore del copriferro netto $R_4 - R_0$, ovvero del raggio R_4 del calcestruzzo, nel caso specifico di $n=2$ ed $E_0=130$ MPa per una classe di calcestruzzo C30/37 in funzione del raggio della barra, R_0 .

Si osserva che il consumo di barra, x , ha una maggiore dipendenza con il diametro della barra, R_0 , ed aumenta molto lievemente all'aumentare del copriferro netto $R_4 - R_0$. È il caso di osservare, però, che un copriferro maggiore rallenta la penetrazione dall'esterno degli agenti aggressivi, ritardandone di fatto il loro arrivo sulla superficie della barra e, di conseguenza, ritardando l'inizio del processo di corrosione.

In Figura 32 si riporta il consumo della barra, x , all'innesco della fessurazione in funzione del raggio di barra, R_0 , nel caso specifico di $n=2$ ed $E_0=130$ MPa per una classe di calcestruzzo C30/37 in funzione della tipologia di aggregato utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo. Si osserva che il consumo di barra, x , ha una forte dipendenza dal diametro della barra, R_0 , ed aumenta al variare della tipologia di aggregato utilizzato, con valori maggiori nel caso di arenite, che presenta energia di frattura, G_F , inferiore rispetto al basalto. È necessario precisare, che per brevità, e data l'influenza nulla, in questa fase di innesco, del diametro massimo dell'aggregato, d_{MAX} , il grafico relativo non è riportato.

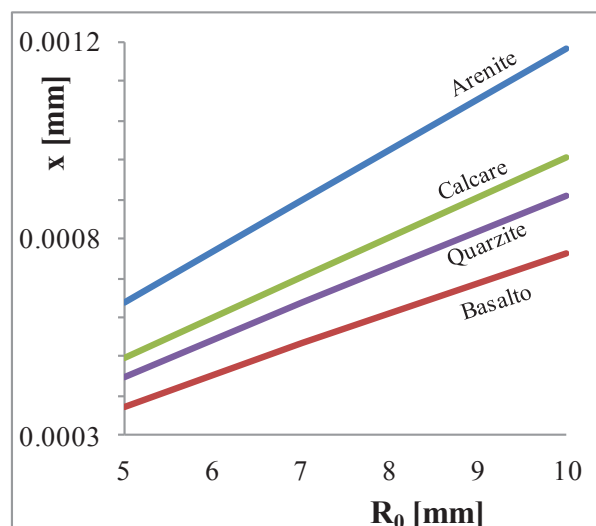


Figura 32: consumo della barra x in funzione del raggio della barra, R_0 , e della tipologia di aggregato utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo all'innesco della fessurazione

Nella parte che segue si riassumono i risultati preliminari della fase di innesco della fessurazione con riferimento ai parametri valutati.

Lo scopo principale di questa fase del lavoro è stato di modellare gli effetti della corrosione delle armature sull'innesco della fessurazione nel calcestruzzo. Lo studio è partito dall'analisi di semplici geometrie per studiare il fenomeno in laboratorio e, quindi, si estende tramite modellazione FEM alla simulazione delle prove sperimentali stesse ed al miglioramento della correlazione con gli effetti della corrosione su elementi reali in calcestruzzo armato. Tale studio ha evidenziato la rispondenza tra i risultati della modellazione FEM su modelli a singola barra ed elementi reali in calcestruzzo armato a condizione che nei modelli a singola barra si adotti un valore di copriferro R_4-R_0 pari al minimo tra $(c_c=R_4-R_0; i_c/2;)$ e che nel modello reale, le barre siano poste ad una distanza tale che le due corone circolari virtuali di calcestruzzo, che si presume si formino intorno ad ogni barra, non si intersechino, ma, al massimo risultino tra loro tangenti. Sotto queste ipotesi, la massima sottostima del modello trovata è pari a circa il 10%, quindi ancora paragonabile all'incertezza tipica sul valore della resistenza a trazione del calcestruzzo.

In secondo luogo, lo studio è proseguito con la valutazione dell'innesco della fessurazione del calcestruzzo, in relazione al consumo di barra dovuto alla corrosione, alla quantità di ossido formatosi ed al valore del modulo elastico dell'ossido stesso.

Il modello analitico si basa su un sistema non lineare di equazioni di equilibrio (barra-ossido-calcestruzzo) e congruenza degli spostamenti (interfacce tra i tre strati).

Lo spostamento che la corona di calcestruzzo deve subire per l'innesco della fessurazione dipende dalla produzione di ossido ed è lievemente maggiore quanto minore è il modulo elastico dell'ossido, E_o , essendo lo strato di ossido in tale fase di innesco di dimensioni ancora ridotte. Fissato un modulo elastico dei prodotti della corrosione, E_o , l'incidenza del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , è molto marcata ed il consumo di barra che conduce all'innesco della fessurazione aumenta al diminuire del coefficiente n stesso. All'aumentare del diametro della barra, R_0 , e del raggio dello strato di calcestruzzo, R_4 , aumenta anche il consumo di barra per avere l'innesco della fessurazione. Da un punto di vista meccanico, però, l'incidenza del copriferro R_4-R_0 è ridotta, sebbene, ovviamente, un copriferro maggiore, offrendo

maggior protezione alle armature, ritarda la penetrazione degli agenti aggressivi ed il conseguente processo di innesco della corrosione della barra.

Una successiva fase della sperimentazione ha previsto di estendere il modello analitico anche alla simulazione della propagazione della fessura fino al raggiungimento di un valore pari al valore del copriferro. A tale scopo, avendo abbandonato la fase di pre-valutazione, sono stati raffinati i criteri di scelta dei parametri costitutivi dei materiali e delle specifiche tecniche degli elementi strutturali [53].

Per meglio comprendere il modello analitico della propagazione della fessura che verrà di seguito esposto sono riportati i risultati delle analisi parametriche svolte per l'innesco della fessura. In particolare è importante sottolineare l'influenza che ognuno dei parametri considerati ha sull'innesco della fessura stessa.

- La riduzione della sezione di barra, x , cresce al decrescere del valore del modulo di Young, E_o , mentre la percentuale di sezione trasversale di barra persa decresce leggermente quando il diametro della barra cresce;
- La riduzione della sezione di barra, x , è maggiore per bassi valori del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , e cresce al crescere del diametro della barra di armatura;
- La percentuale di sezione trasversale di barra persa dipende dal copriferro, R_4-R_0 , e cresce con il crescere dello stesso, mentre è scarsa la sua dipendenza dal diametro della barra quando il copriferro raggiunge valori superiori a quelli mediamente prescritti dalle normative pari a circa 35 mm.

2.4 La propagazione della fessura – Modello a quattro strati

Una volta attinto il valore di resistenza massima a trazione nel calcestruzzo, che come detto, si innesca il processo di fessurazione del copriferro. Esso inizia all'interfaccia ossido-calcestruzzo per propagarsi verso l'esterno man mano che la tensione circonferenziale, σ_θ , attinge il valore di resistenza massima a trazione del calcestruzzo nelle sezioni successive. Il seguente modello descrive la propagazione della fessura. La validità del presente modello inizia quando la tensione circonferenziale, σ_θ , nello strato interno di calcestruzzo, è pari al valore della tensione massima di trazione del calcestruzzo. Rispetto al modello a tre strati, relativo all'innesco della fessurazione, questo modello presenta un nuovo strato. Infatti, l'incipiente fessura ed il suo avanzamento successivo, determinano la formazione di uno strato di calcestruzzo fessurato il cui raggio interno è R_2 ed il suo raggio esterno è R_3 . Ovviamente, in riferimento all'innesco della fessura, quando cioè ha inizio il processo di propagazione, si ha che $R_3=R_2$.

Analogamente a quanto fatto per il modello a tre strati, è possibile, quindi, definire le equazioni di equilibrio dei quattro strati (barra, ossido, calcestruzzo fessurato e calcestruzzo non fessurato) e le equazioni di compatibilità degli spostamenti alle tre interfacce.

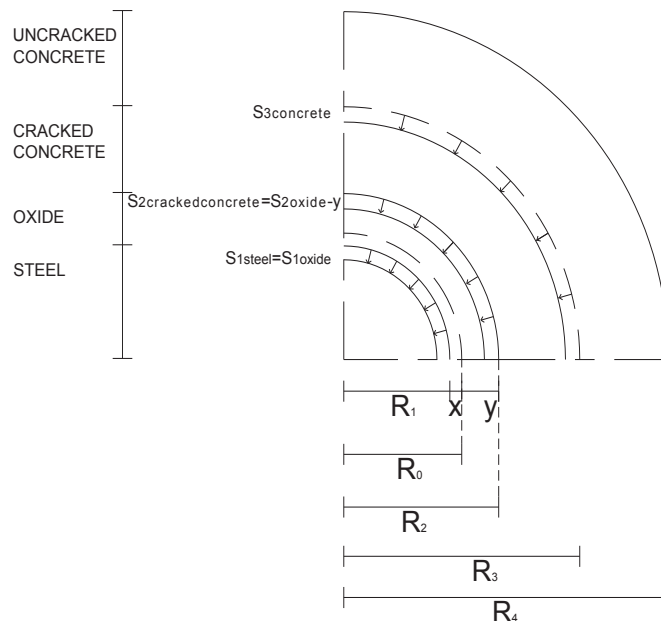


Figura 33: schema geometrico di riferimento per la modellazione analitica a quattro strati

Le equazioni (14), (15), (16), (17) e (18) continuano ad essere valide, (anche se, nell'equazione (17) il valore dello spostamento del calcestruzzo fessurato, $S_{2crackedconcrete}$, sostituisce il valore dello spostamento del calcestruzzo non fessurato, $S_{2concrete}$) ed è necessario aggiungere le equazioni riportate di seguito:

$$q_2 \cdot R_2 = q_3 \cdot R_3 + \int_{R_2}^{R_3} \sigma(R) dR \quad (24)$$

$$S_{3concrete} - S_{2crackedconcrete} = \frac{(q_2 + q_3) \cdot (R_3 - R_2)}{2 \cdot E_c} \quad (25)$$

Risolvendo l'integrale nell'equazione (24), in accordo alle ipotesi fatte sul modello tensionale del calcestruzzo si ottiene:

$$q_2 \cdot R_2 = q_3 \cdot R_3 + \sigma_\theta \cdot \left[-R_2 + R_3 + \frac{(R_2 - R_3) \cdot (\varepsilon_{ct} \cdot R_2 + S_{2concrete})}{2 \cdot (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{cu}) \cdot R_2} \right] \quad (24b)$$

L'equazione (24) e, quindi, la (24b) dopo la risoluzione dell'integrale, rappresenta l'equilibrio del calcestruzzo fessurato compresso radialmente lungo la circonferenza di raggio interno, R_2 , e raggio esterno, R_3 , dalle pressioni q_2 e q_3 e circonferenzialmente dalle tensioni del calcestruzzo fessurato in softening (la cui risultante è rappresentata dall'integrale stesso). L'equazione (25) rappresenta, invece, la deformabilità radiale del calcestruzzo fessurato dovuta sempre alle pressioni q_2 e q_3 . Si vuole precisare che il calcestruzzo fessurato non è stato modellato come una corona continua ma come una serie strati delineati dalle fessure radiali. Le seguenti equazioni degli spostamenti sono valutate in accordo a Lignola et al. (2008) [52] per le corone di ossido e di calcestruzzo non fessurato:

$$S_{2oxide} = \frac{(1 + \nu_o) \cdot R_2}{E_c} \cdot \frac{(1 - 2\nu_o) \cdot (q_2 \cdot R_2^2 - q_1 \cdot R_1^2)}{R_2^2 - R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \cdot \frac{(q_2 - q_1) \cdot R_2^2 \cdot R_1^2}{R_2^2 - R_1^2} \quad (26)$$

$$S_{3concrete} = \frac{(1 + \nu_c) \cdot R_3}{E_c} \cdot \frac{(1 - 2\nu_c) \cdot (q_3 \cdot R_3^2)}{R_4^2 - R_3^2} + \frac{1}{R_3^2} \cdot \frac{-q_3 \cdot R_4^2 \cdot R_3^2}{R_4^2 - R_3^2} \quad (27)$$

La tensione circonferenziale, σ_θ , all'interfaccia tra le corone di calcestruzzo, lungo la superficie R_3 , deve essere sempre pari al valore massimo della tensione di trazione del calcestruzzo. Attinta tale tensione massima di trazione, la tensione circonferenziale, ad un determinato valore di R_3 , è valutabile secondo la (28):

$$\sigma_\theta = \frac{q_3 \cdot (R_3^2 + R_4^2)}{R_4^2 - R_3^2} \quad (28)$$

L'aumento della tensione circonferenziale genera l'incremento del raggio del calcestruzzo fessurato R_3 , fino al raggiungimento della completa fessurazione e cioè, quando $R_3=R_4$, ed il fronte di avanzamento della fessura ha quindi fessurato l'intero copriferro.

Dati i valori di R_0 , R_4 , n , dei coefficienti di Poisson e dei moduli di Young, risolvendo il sistema non lineare di equazioni da (14) a (28) è possibile trovare i valori della riduzione di barra, x , da cui calcolare la percentuale di sezione persa, per un dato valore di propagazione della fessura, R_3 . La propagazione della fessura è considerata 0% quando $R_3=R_2$ e 100% quando $R_3=R_4$. In questo modo, simulando il processo di corrosione, aumenta il valore di, x , e di conseguenza quello di y , è possibile controllare l'avanzamento del fronte fessurato, R_3 (relazione tra x ed R_3).

La Figura 34 mostra l'avanzamento del fronte di calcestruzzo fessurato (incremento di R_3 da R_2 ad R_4) con il crescere del valore della riduzione di barra, x . Sugli assi orizzontali inferiore e superiore, sono riportati i valori dell'avanzamento della fessura in termini di valore assoluto e percentuali, rispettivamente. Sugli assi verticali, sinistro e destro sono riportati i valori di barra consumatasi in termini di sezione persa e consumo radiale, rispettivamente. Le specifiche del calcestruzzo sono riportate nella scheda in alto a sinistra del grafico.

Il grafico è stato costruito a partire dal modello a tre strati al fine di definire il consumo di barra necessario all'innesco. Pertanto, si osserva che il nuovo stato di calcestruzzo fessurato di raggio interno, R_2 , e raggio esterno, R_3 , si forma nel momento in cui si è avuto uno spostamento di $S_{2concrete}$, pari a 0,0009 mm, incrementato del raggio della barra uguale a 7 mm (raggio della barra $\phi 14$). Il valore di R_3 relativo all'innesco della fessurazione risulta, quindi, pari a 7,0009 mm, corrispondente appunto all'innesco

della fessura, (con una riduzione di barra $x=0,6023 \mu\text{m}$) e raggiunge asintoticamente il valore $R_4=42 \text{ mm}$, con una riduzione di barra x pari a $6,52132 \mu\text{m}$, avendo considerato $n=2,5$, classe di resistenza del calcestruzzo C30/37, raggio iniziale della barra pari a $R_0=7 \text{ mm}$ ed un valore del copriferro pari a $R_4-R_0=35 \text{ mm}$).

Anche in questo caso è stata considerata la variabilità del modulo di Young dell'ossido, E_o . La Figura 35. (analoga della Figura 28) mostra come, in termini di propagazione della fessura, il valore del copriferro gioca un ruolo superiore a quello della classe di resistenza del calcestruzzo. È, quindi, possibile sottolineare che, a differenza del modello dell'innescò, il parametro cruciale diventa lo spessore del copriferro.

Così come per il modello a tre strati, anche in questo caso sono state effettuate analisi parametriche considerando la variabilità di tutti i parametri considerati.

La Figura 36 (analoga della Figura 29) mostra la percentuale di sezione persa in relazione a differenti valori del raggio iniziale della barra, R_0 , ed al modulo di Young dell'ossido, E_o , nel caso in cui sia considerato un copriferro pari a $R_4-R_0=35 \text{ mm}$ ed un fattore di espansione volumetrica dell'ossido $n=2,5$. Si nota come al crescere del diametro della barra la percentuale di sezione trasversale persa per raggiungere la fessurazione diminuisce e che, il valore del modulo di Young dell'ossido, E_o , sembra essere quasi ininfluenza ai fini della modellazione del processo.

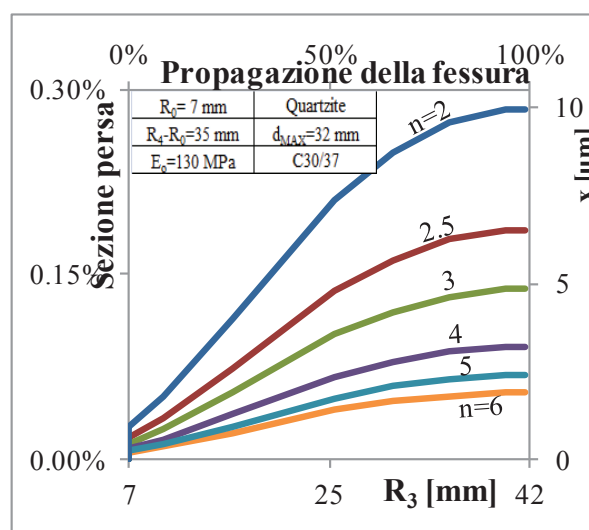


Figura 34: sezione persa in relazione all'avanzare del fronte fessurato R_3

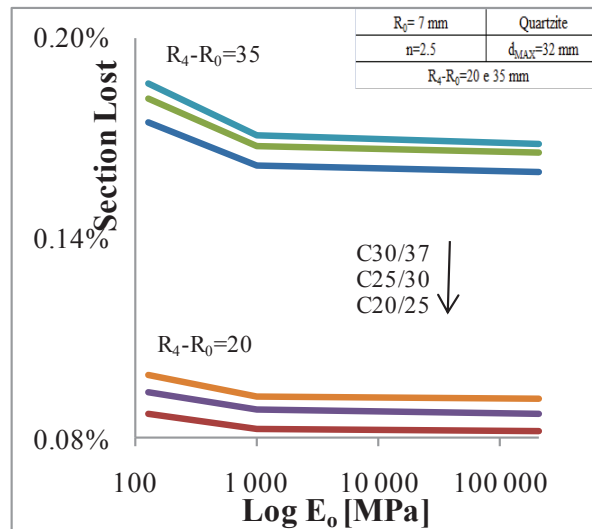


Figura 35: sezione persa in relazione alla classe di resistenza del calcestruzzo

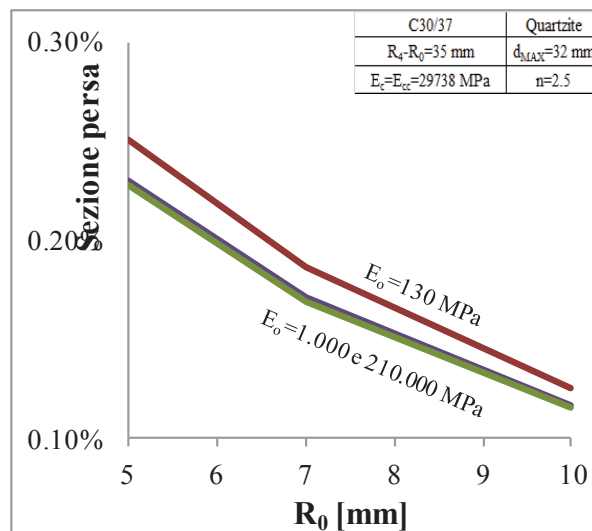


Figura 36: sezione persa in relazione al raggio della barra, R_0 , ed al modulo elastico dell'ossido, E_0

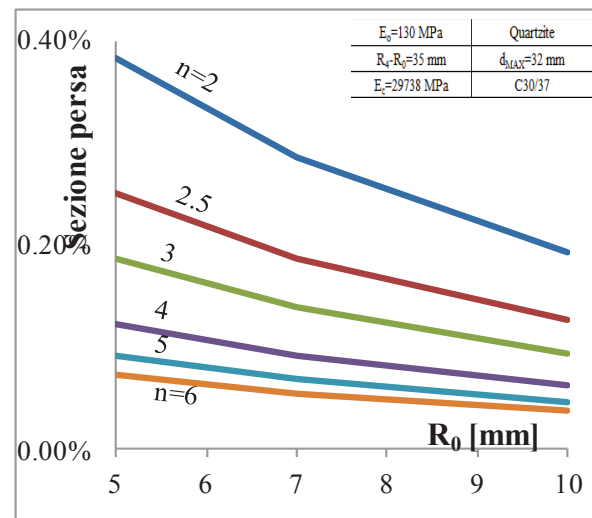


Figura 37: sezione persa in relazione al fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n

La Figura 37 (analoga della Figura 30) mostra la percentuale di sezione persa, in relazione al raggio della barra considerando la variabilità del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n tra 2 e 6. È stato osservato che la maggiore dipendenza è con n e la percentuale di sezione consumata cresce al decrescere di n .

La Figura 38 (analoga della Figura 31) mostra la percentuale di sezione persa in relazione al valore del copriferro, considerando la variabilità del diametro della barra, avendo fissato il valore del fattore di espansione volumetrica dell'ossido al valore 2,5 e $E_0=130$ MPa. Si nota come si ha una forte dipendenza, in questo caso, dal raggio della barra, R_0 , (diametri minori perdono percentili di sezione maggiore rispetto ai diametri maggiori) e che la percentuale di sezione persa cresce anche al crescere del valore del copriferro, R_4-R_0 .

La Figura 39 (analoga della Figura 32) e la Figura 40 mostrano la sezione persa in relazione al valore del raggio della barra, R_0 , al variare della dimensione e della tipologia di aggregato utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo, rispettivamente. La variabilità è legata alla variazione dell'energia di frattura, G_F . Gli effetti del diametro della barra, sulla sezione persa, possono essere trascurabili se sono utilizzati aggregati grandi ($d_{MAX}=32$ mm). Maggiore è la dimensione dell'aggregato massimo, minore è l'energia di frattura: quindi, la propagazione della cricca procede più velocemente e raggiunge la superficie esterna anche con un valore di penetrazione della corrosione inferiore. Lo stesso accade quando si utilizzano rocce compatte (es. basalto invece di arenite), semplicemente perché il modulo elastico del calcestruzzo così confezionato, E_c , è maggiore. Si nota, infatti, come il consumo di barra è doppio per rocce arenite che rispetto al consumo che si ha in caso di utilizzo di rocce basaltiche.

La Figura 41 considera gli effetti di lungo termine sulla propagazione della fessura. Il fattore del creep, analizzato come diminuzione della rigidità del calcestruzzo dovuta ai carichi statici di lunga durata è stato assunto, in modo semplificato, come un fattore di riduzione da creep da applicare al modulo elastico del calcestruzzo, definito come $\frac{1}{1+\phi}$, incrementando il valore di ϕ con il tempo ed il carico sopportato, si ha che maggiore è il fattore di creep, maggiore risulta essere la percentuale di sezione persa affinché si raggiunga la completa propagazione della fessura nel copriferro.

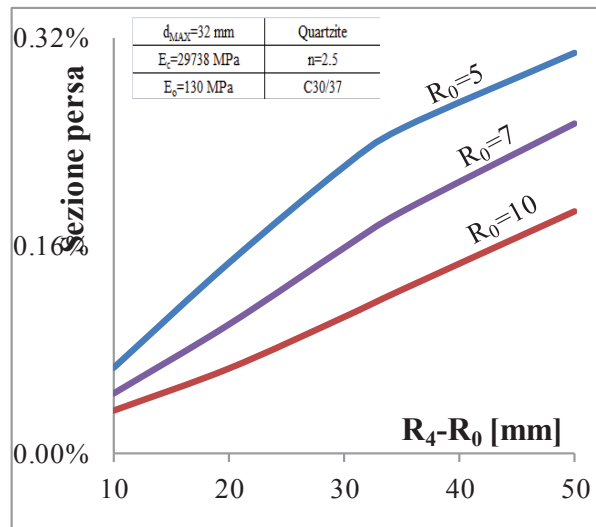


Figura 38: sezione persa in relazione al valore di copriferro R_4-R_0 al variare del raggio della barra, R_0

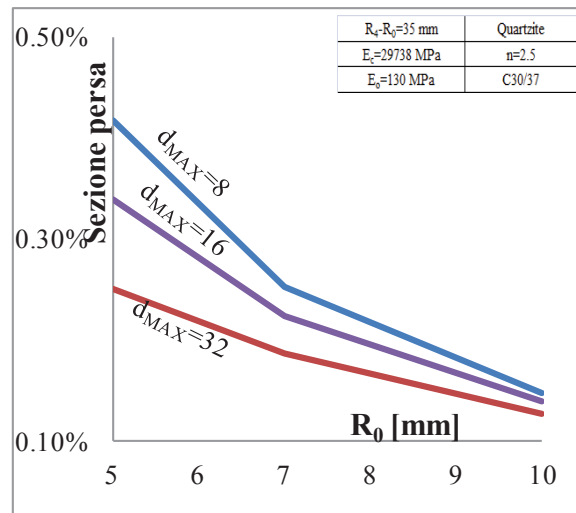


Figura 39: sezione persa in relazione al diametro della barra, R_0 , al variare del diametro massimo, d_{MAX} , dell'aggregato

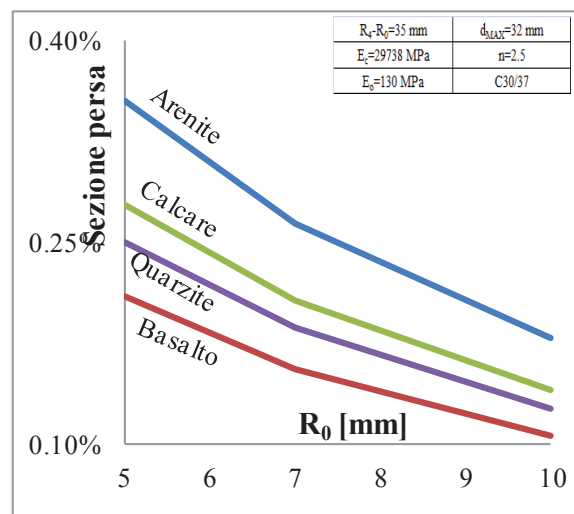


Figura 40: sezione persa in relazione al raggio della barra ed alla tipologia di aggregato

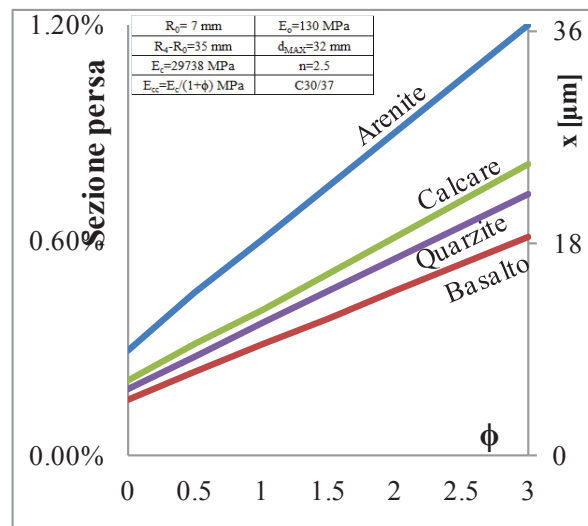


Figura 41: sezione persa in relazione al fattore di creep, ϕ , al variare della tipologia di aggregato

Per meglio comprendere il modello analitico della propagazione della fessura appena esposto vengono riportati i risultati delle analisi parametriche svolte per la propagazione della fessura. In particolare si riassume l'effetto che ognuno dei parametri considerati ha sulla propagazione della stessa.

Questa parte dello studio analitico ha evidenziato che la propagazione dipende dagli stessi parametri da cui dipendeva il processo di innesco della fessura, ma tale dipendenza è in qualche modo differente dal caso precedente. La produzione di ossido, infatti, cresce leggermente al decrescere del modulo elastico dell'ossido, E_o . I parametri come tipo e dimensioni dell'aggregato e l'effetto del creep, influenzano drammaticamente la propagazione della fessura [54].

Il modello esposto, dunque completa la fase di studio nella quale si è voluto modellare analiticamente il processo di innesco e di propagazione della fessura senza entrare nel merito della tipologia di attacco corrosivo che sta influenzando la struttura. In tale fase, si è, infatti, voluto evidenziare gli effetti che i paraetri costitutivi e geometrici considerati hanno sul processo generale.

Di seguito, si valuteranno gli effetti di tale consumo sulle caratteristiche meccaniche delle sezioni. In particolare della variazione dell'aderenza dovuta all'espansione dell'ossido ed all'allontanamento relativo tra barra e calcestruzzo dovuto alla diminuzione della sezione di barra ed allo spostamento del calcestruzzo verso l'esterno.

2.5 Valutazione della variazione dell'aderenza in seguito alla corrosione delle barre di armatura

In questo paragrafo l'attenzione sarà posta sulla valutazione della variazione dell'aderenza in seguito al processo di corrosione. In particolare si valuterà come la pressione laterale interna, causata dall'espansione dei prodotti di corrosione, influenza l'aderenza tra calcestruzzo ed armatura, fino all'espulsione del copriferro.

Di seguito si propone un'analisi dettagliata degli effetti della corrosione, sia in termini di influenza sull'interlock meccanico che sulla pressione trasversale che sono alla base della proprietà di aderenza tra calcestruzzo ed armatura.

A tale scopo, ed in continuità a come operato fino ad ora, al fine di poter studiare gli effetti della corrosione sulle caratteristiche di aderenza, i risultati finora ottenuti sono stati utilizzati per paragonare la variazione di aderenza che la riduzione di barra e lo spostamento del calcestruzzo fanno insorgere nella sezione secondo tre differenti modelli di aderenza.

A tale scopo si è voluto valutare l'effetto del processo di corrosione valutando l'evoluzione del rapporto tra le tensioni ultime di aderenza, $\tau_{b,f}$, e la tensione massima, τ_0 . Quest'ultima è stata considerata, in accordo al MC10, secondo la:

$$\tau_0 = 1,25 \cdot f_{co}^{0,5} \quad (29)$$

dove f_{co} rappresenta la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

In Figura 42, si sintetizzano i risultati delle equazioni utilizzate per valutare la tensione ultima di aderenza ed il massimo valore del rapporto di aderenza, $\Omega_{p,tr}$, in relazione alla pressione laterale interna, f_l , causata dall'espansione dell'ossido per tutte le classi di resistenza del calcestruzzo.

Si nota come il rapporto, $\Omega_{p,tr}$, tende a diventare lineare al crescere del valore di resistenza cilindrica a compressione, f_{co} , del calcestruzzo. Di seguito, si riportano le equazioni esplicite del rapporto delle tensioni di aderenza calcolate secondo i tre modelli considerati.

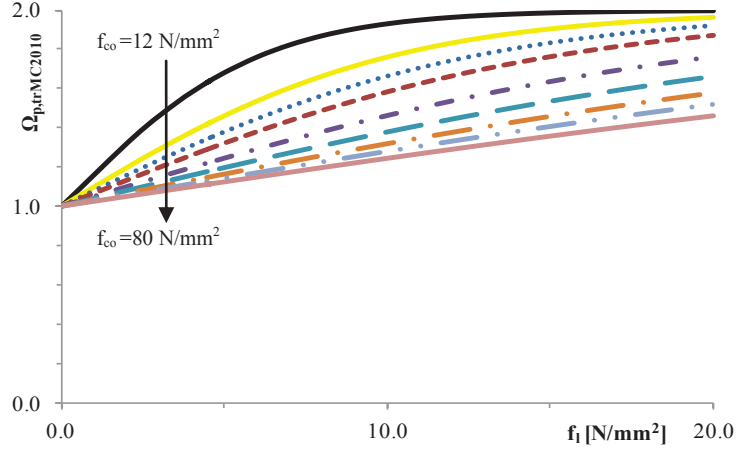


Figura 42: rapporto, $\Omega_{p, trMC10}$, in relazione alla pressione laterale interna, f_l

In riferimento al paragrafo 6 del First Complete Draft of Model Code 2010 il rapporto tra la tensione ultima e quella massima di aderenza è pari a:

$$\Omega_{p, trMC10} = \frac{\tau_{b,f}}{\tau_0} = \left[1 - \tanh\left(\frac{0,2 \cdot f_l}{0,1 \cdot f_{co}}\right) \right] \quad (30)$$

Il secondo modello considerato è un Simple Friction Model alla Mohr-Coulomb secondo il quale il rapporto, $\Omega_{p, trSFM}$, è pari a:

$$\Omega_{p, trSFM} = \frac{\tau_{b,f}}{\tau_0} = \left(1 + \mu \cdot \frac{f_l}{\tau_0} \right) \quad (31)$$

dove μ è il coefficiente di attrito dell'ossido pari a 0,3 secondo quanto suggerito da Coronelli [55].

Il terzo modello considerato è in accordo al paragrafo 5.2.2 dell'Eurocodice 2 secondo il quale il rapporto, $\Omega_{p, trEC2}$, è pari a:

$$\Omega_{p, trEC2} = \frac{\tau_{b,f}}{\tau_0} = \left(-\frac{1}{1-0,4 \cdot f_l} \right) \leq 1,4 \quad (32)$$

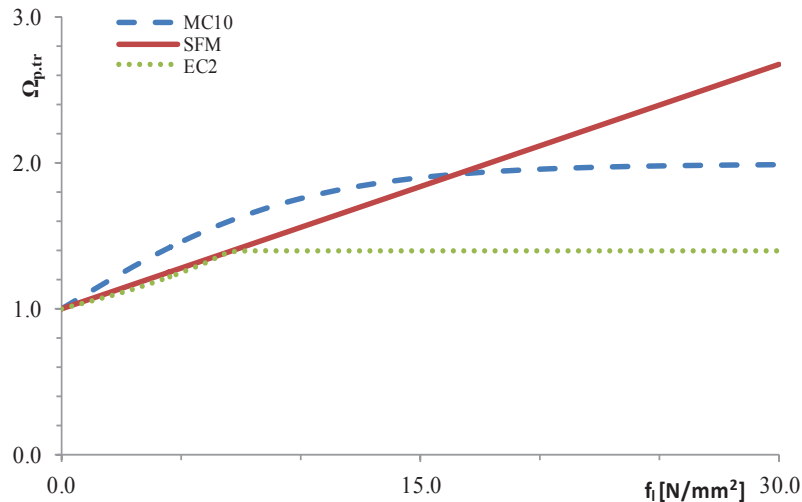


Figure 43: rapporti, $\Omega_{p,tr}$, calcolati in relazione alla pressione laterale interna, f_l , relativi alla classe di calcestruzzo C25/30

La Figura 43 mostra i valori del rapporto $\Omega_{p,tr}$, calcolato secondo i tre modelli considerati.

A causa dell'espansione dei prodotti di corrosione le barre generano una pressione interna sul calcestruzzo circostante che conduce, dapprima, in un aumento dell'aderenza tra i due materiali. Il fenomeno è simile a quello del funzionamento di un tassello, che espandendosi induce una pressione di contatto in modo da rimanere ancorato all'interno dell'alloggiamento. Allo stesso modo, l'ossido prodottosi, essendo espansivo va ad incrementare il legame meccanico tra barra e calcestruzzo.

Operando a vantaggio di sicurezza, è possibile asserire che l'apertura della fessura, susseguente al fenomeno di fessurazione del calcestruzzo analizzato fin ora, determina una perdita istantanea di tale incremento riportando la capacità di ancoraggio tra barra e calcestruzzo ad un valore uguale a quello originario, prima cioè che a causa dell'espansione dei prodotti di corrosione si generasse una sovrappressione interna (tratto verticale della Figura 44).

È possibile notare come il valore di $\Omega_{p,tr}$, sia massimo se calcolato secondo la formulazione del Model Code 2010, mentre l'Eurocodice 2 ed il modello semplice hanno valori pressoché simili pari a circa l'85% del valore valutato secondo il Model Code 2010.

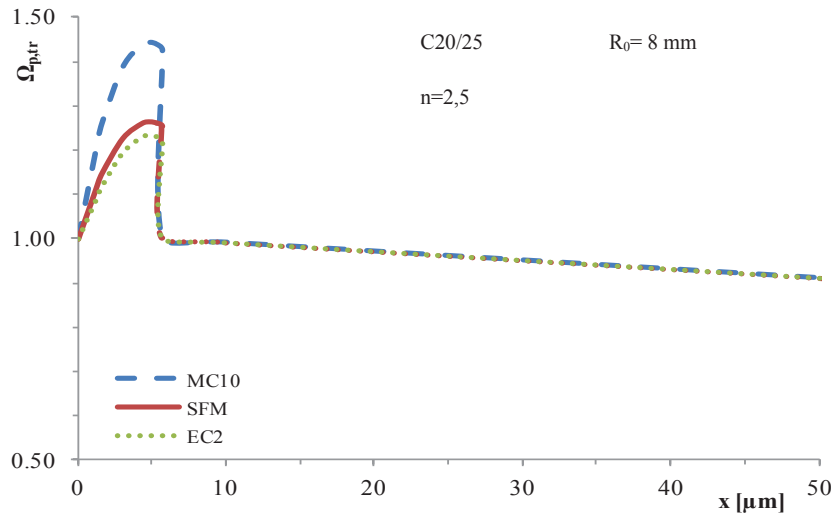


Figura 44: variazione del rapporto $\Omega_{p, tr}$, calcolato secondo i tre modelli considerati in relazione al consumo di barra, x

Conseguentemente, dunque, la capacità di aderenza decresce in relazione allo spostamento relativo tra barra e calcestruzzo. Tale spostamento relativo è la somma della riduzione radiale della barra, x , sommato allo spostamento verso l'esterno del calcestruzzo del copriferro, $S_{2crackedconcrete}$, sotto la spinta della pressione laterale, $q_2=f_l$, generata dall'espansione dell'ossido. Lo spostamento limite, in tal senso, è quello che eguaglia il valore dell'altezza della nervatura della barra, h_{rib} (Figura 45).

Una delle conseguenze più gravi della riduzione della sezione della barra è la possibilità di disingaggio di quest'ultima dal suo alloggiamento originario, in particolar modo nelle sezioni flesse. Tale problema, infatti, è da tenere molto in più considerazione rispetto al problema della riduzione di area resistente a trazione. Infatti, i coefficienti di sicurezza adottati in fase progettuale, e le relativamente piccole sezioni di area perse nel processo di corrosione fanno sì che il problema del disingaggio sia di gran lunga quello più pericoloso in tale stadio di avanzamento del fenomeno.

In particolar modo se consideriamo un processo di corrosione di tipo generalizzato, quale la carbonatazione. Risolvendo il modello analitico a quattro strati presentato è possibile determinare il valore di riduzione di barra che induce alla fessurazione completa del copriferro e la corrispondente pressione laterale interna, f_l , che a sua volta, determina la variazione della capacità di aderenza. Al fine di poter valutare come i parametri considerati nella modellazione analitica influiscano sull'aderenza sono state eseguite le modellazioni considerando quali caratteristiche del

calcestruzzo quelle esposte in Tabella 9 e relativi alle direttive del First Complete Draft of Model Code 2010.

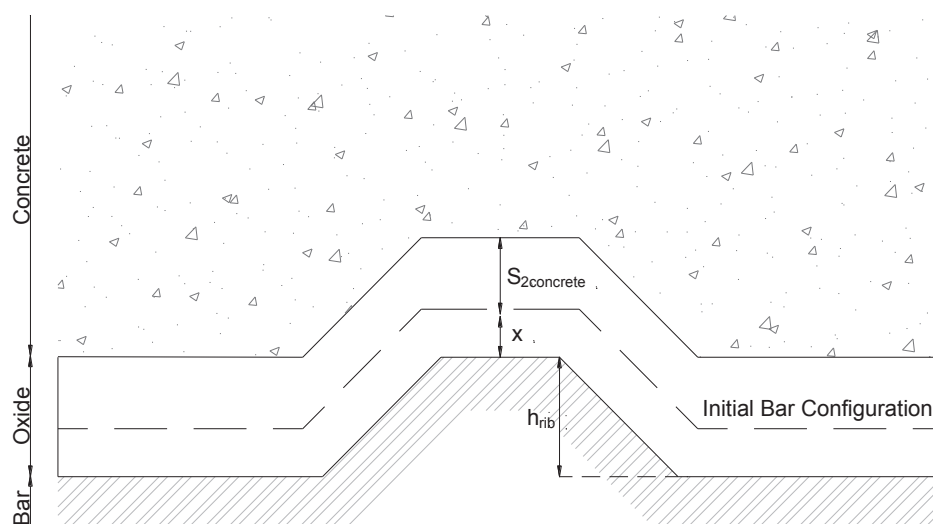


Figura 45. Configurazione dei layer di ossido, calcestruzzo ed acciaio al disingaggio.

Tabella 9. Principali parametri del calcestruzzo in accordo al MC10.

Classe di esposizione ambientale del calcestruzzo.	Copriferro.	Classe di Resistenza a compressione del calcestruzzo.
-	mm	N/mm ²
XC1	20	C20/25
XC2	20	C25/30
XC4	30	C30/37

2.5.1 Effetti relativi ai parametri determinati dalla classe di esposizione del calcestruzzo

Differenti classi di esposizione ambientale sono state considerate al fine di avere una panoramica della variazione del valore dell'aderenza in relazione ai differenti parametri geometrici (valore del copriferro) e meccanici (classe di resistenza a compressione del calcestruzzo) specifici da adottare in relazione all'esposizione ambientale in cui la struttura andrà ad operare. Considerando in calcestruzzo esposto in classe XC1 ed un diametro di barra pari a 16 mm, la Figura 46 mostra il valore della pressione laterale, f_l [N/mm²], in relazione alla riduzione di sezione di barra, x , ed il valore del rapporto $\Omega_{p,tr}$.

Si nota come, all'aumentare del consumo di barra, x , aumenta anche il valore della pressione, f_l . Per livelli alti di corrosione, che implicano consumi elevati di barra, x , la riduzione dello spessore della corona di calcestruzzo non ancora fessurato determina una riduzione della rigidità, e , di conseguenza, una riduzione della pressione laterale, f_l (in questo caso per consumi radiali di barra superiori ai 4,2 μm).

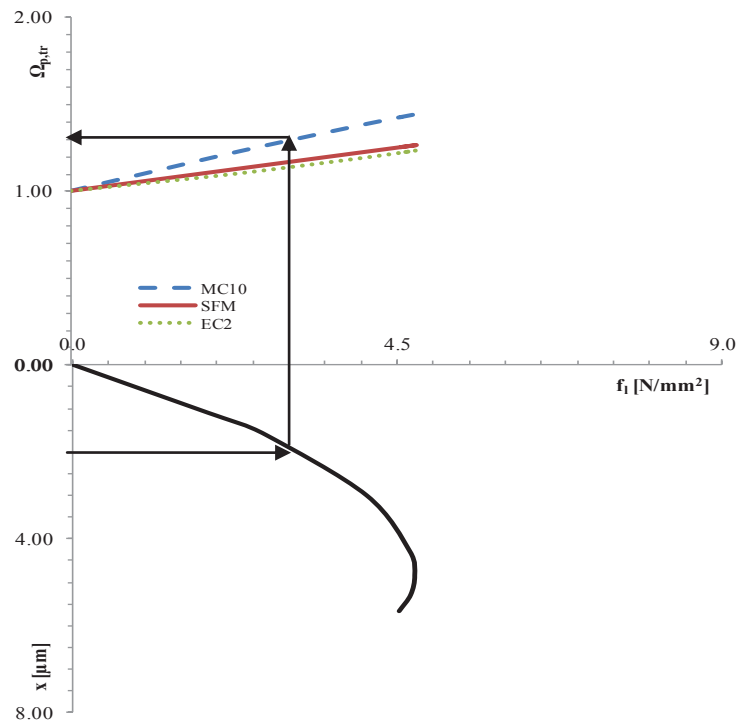


Figura 46: valore del rapporto $\Omega_{p,tr}$ e della riduzione di barra, x , in relazione al valore della pressione laterale interna, f_l , – classe di esposizione ambientale del calcestruzzo XC1

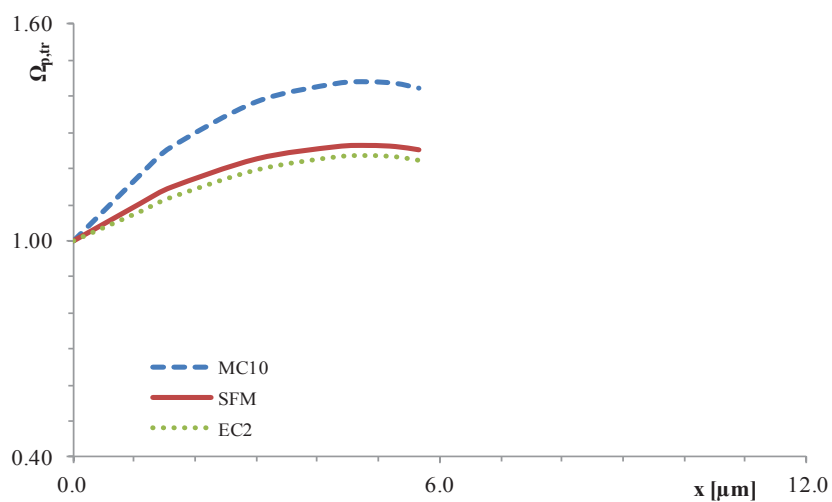


Figura 47: correlazione diretta tra $\Omega_{p,tr}$ ed x – classe di esposizione XC1

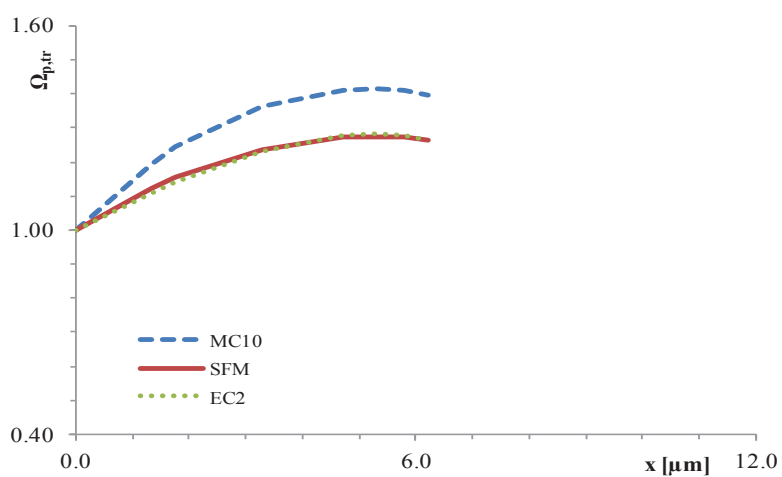


Figura 48: correlazione diretta tra $\Omega_{p,tr}$ ed x – classe di esposizione XC2

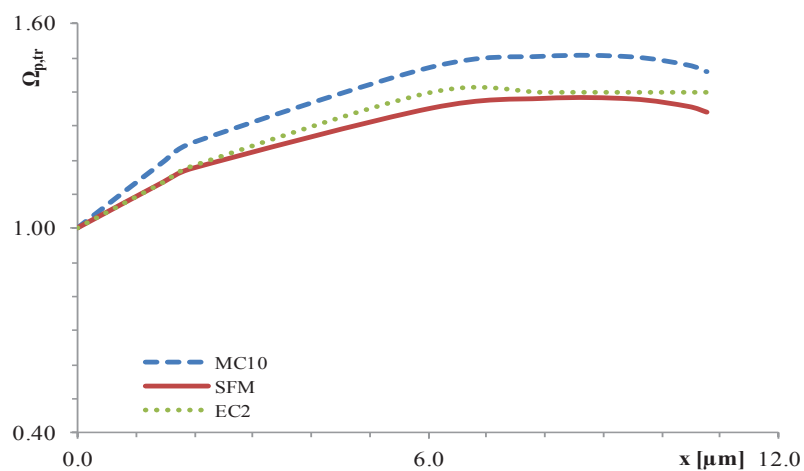


Figura 49: correlazione diretta tra $\Omega_{p,tr}$ ed x – classe di esposizione XC4

Il valore della pressione interna, f_i , è profondamente legato, a sua volta, alla variazione della capacità di aderenza. È, comunque, preferibile correlare direttamente il rapporto $\Omega_{p,tr}$ con la riduzione radiale della barra, x , come mostrato in Figura 47.

Nelle Figure 48 e 49 sono mostrati i risultati nel caso di strutture esposte in classe XC2 ed XC4 rispettivamente.

Si può notare come la classe di esposizione XC4, cui corrisponde un maggiore copriferro (cfr. Tabella 9) ed una classe di resistenza superiore, è necessario un consumo di barra superiore rispetto alle altre classi, affinché si arrivi ad uno spostamento relativo tra calcestruzzo e barre tale da determinare il disingaggio di queste ultime. Non è detto, però che tale consumo superiore corrisponda ad un tempo di disingaggio superiore. Le velocità di corrosione, infatti, variano in relazione alla classe di esposizione e, pertanto, tale tipo di valutazione va effettuata con maggiore cura.

2.5.2 Effetti del diametro delle barre

Al fine di considerare gli effetti che un differente diametro ha sullo sviluppo delle caratteristiche di aderenza sono state fatte simulazione considerando tre diametri, $\phi 10$, $\phi 16$ e $\phi 20$, immaginando sempre le strutture esposte alle classi XC1, XC2 ed XC4, che determinano, come già detto, il valore del copriferro R_4-R_0 , e la classe di resistenza a compressione del calcestruzzo.

La Figura 50 mostra come per valori minori del diametro della barra si ha un rapporto $\Omega_{p,tr}$ maggiore, anche se corrisponde a consumi di barra, x , tra loro simili.

Si è preferito riportare, in questo caso solo il grafico relativo alla classe XC4 e utilizzando le direttive dell'Eurocodice 2, in quanto le differenze riscontrate utilizzando gli altri modelli sono state ritenute trascurabili.

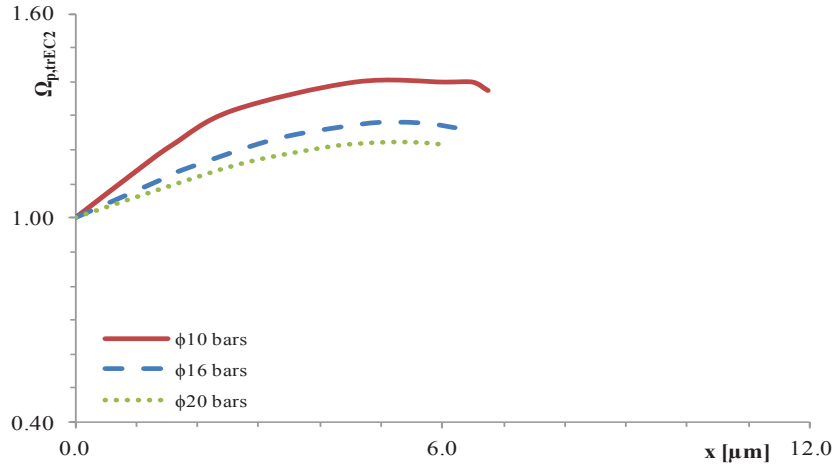


Figura 50: $\Omega_{p, trEC2}$ in relazione al consumo di barra, x , – classe di esposizione XC4 – comparazione tra differenti diametri della barra – Eurocodice 2

2.5.3 Effetti del creep

Il fenomeno della corrosione è un problema che si manifesta, nelle strutture in calcestruzzo armato, nel medio-lungo periodo, così come il fenomeno del creep. In questo paragrafo, quindi, ci si vuole soffermare sugli effetti che i due fenomeni combinati hanno sulla variazione delle tensioni di aderenza. Il fenomeno del creep, come noto, induce una riduzione del modulo elastico del calcestruzzo, E_c . In particolare, assumendo quale fattore di riduzione del modulo elastico dovuto al creep il fattore $\frac{1}{1+\phi}$, incrementando il valore di ϕ , con il passare del tempo e con il carico sostenuto, maggiore è il valore assegnato, minore è il modulo elastico $E_{ccreep} = \frac{1}{1+\phi} \cdot E_c$, in cui E_{ccreep} è il modulo elastico del calcestruzzo ridotto a causa del fenomeno del creep.

In questo caso sono stati mostrati i risultati nel caso di struttura esposta in classe XC2, cui corrisponde un copriferro pari a 20 mm ed una classe di resistenza del calcestruzzo C25/30 (cfr. Tabella 9) avendo considerato un diametro della barra pari a 16 mm.

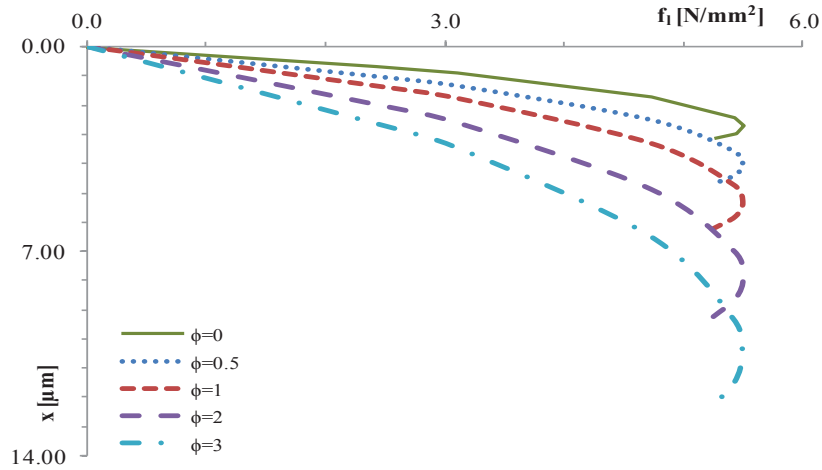


Figure 51: riduzione di barra, x , in relazione alla pressione, f_l – effetto del creep sull'aderenza – EC2

In Figura 51 è mostrato l'effetto del creep sullo sviluppo del consumo di barra, x , in relazione alla variazione del valore della pressione laterale interna, f_l .

Il valore massimo della pressione laterale, f_l , che si sviluppa è uguale, anche se, al diminuire del modulo elastico E_{creep} , corrispondono valori di consumo di barra, x , differenti, crescenti al decrescere di E_{creep} .

In Figura 52 si mostra la variazione del rapporto $\Omega_{p,trMC10}$ in relazione al consumo di barra, x , considerando la variazione del modulo elastico del calcestruzzo, E_c , a causa del creep in cui si sono adottati i valori relativi alla classe di esposizione XC4 corrispondente, tra quelli studiati, al caso in cui si ha un consumo di barra superiore. Questo è dovuto ad un valore maggiore del copriferro.

Si evidenzia, come si può arrivare a consumi di barra pari a soli 14 μm per avere il totale disingaggio geometrico delle barre, in strutture il cui modulo elastico è pari al 25% di quello di una struttura nuova.

Dalle Figure 51 e 52 si nota come, al crescere del fattore di riduzione da creep, ϕ , necessitano valori maggiori di consumo di barra, x , per raggiungere il valore di pressione interna tale da indurre la fessurazione del calcestruzzo; di converso, il rapporto $\Omega_{p,tr}$ decresce, per un dato valore di x , quando il fattore di riduzione da creep cresce. Si ricorda che, l'aumentare del fattore ϕ , determina il diminuire del modulo elastico del calcestruzzo, E_c .

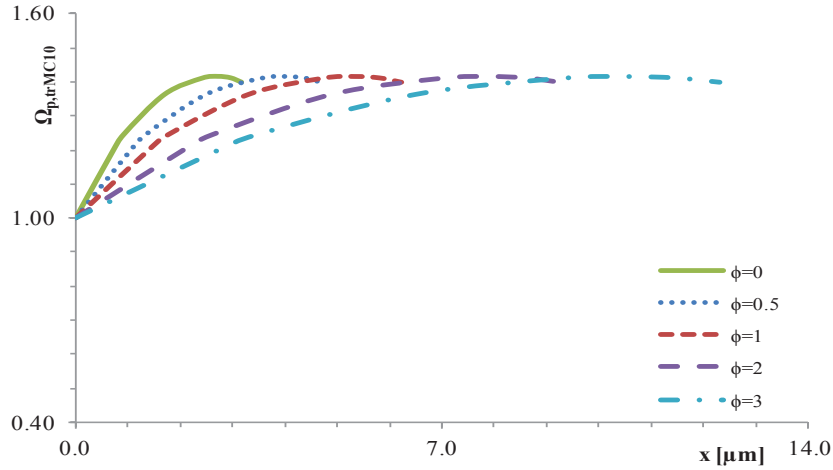


Figura 52: $\Omega_{p, trMC10}$ in relazione al consumo di barra, x , – effetto del creep sull’aderenza secondo il MC10

2.5.4 Effetti della classe di resistenza a compressione del calcestruzzo

Come già mostrato in precedenza, la classe di resistenza a compressione del calcestruzzo ha una certa influenza sull’innescò della fessura, ma essa diventa trascurabile una volta che il processo di fessurazione è iniziato. Questo perché il processo di fessurazione si innesca una volta che la tensione circonferenziale all’interfaccia barra calcestruzzo raggiunge il valore massimo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Una volta attinto tale valore, ha inizio l’avanzamento della fessurazione nel copriferro con valori della pressione circonferenziale, σ_θ , già prossimi a quelli di trazione massima nella sezione del calcestruzzo.

In Figura 53 si può notare, l’influenza che la classe di resistenza del calcestruzzo, dalla quale dipendono il suo modulo elastico e la sua resistenza a trazione, ha sul rapporto $\Omega_{p, trEC2}$. Si può notare che al crescere della classe di resistenza il rapporto $\Omega_{p, trEC2}$ cresce. Inoltre, si nota come la classe di resistenza C40/50 è molto influenzata dal limite superiore, pari ad 1,4, imposto dalle direttive dell’Eurocodice 2 all’equazione 1 del paragrafo 3.1.

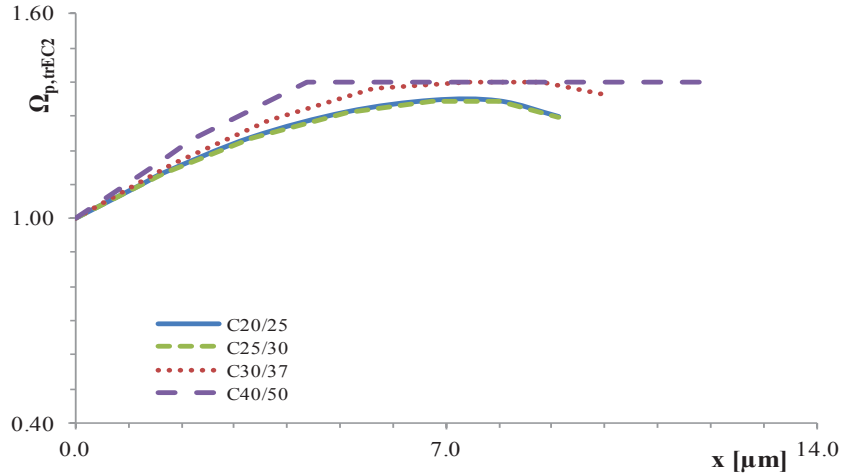


Figura 53: $\Omega_{p, trEC2}$ e riduzione di barra, x , – comparazione della classe di resistenza del calcestruzzo in accordo all'EC2

2.5.5 Effetti del copriferro

Il copriferro è uno dei parametri più importanti ai fini di una progettazione di un'opera durevole. Esso, infatti, rappresenta una notevole protezione per le barre di armatura, fungendo da barriera all'ingresso degli agenti aggressivi. Nelle Figure 54, 55 e 56 sono mostrati i grafici di $\Omega_{p, tr}$ in funzione del consumo di barra, x , considerando tre differenti valori del copriferro. Il valore di copriferro pari a 30 mm è quello indicato dalla normativa, mentre i valori di copriferro 20 mm e 40 mm sono stati scelti al fine di poter valutare il comportamento dell'aderenza nel caso di una progettazione eseguita non correttamente ($R_4-R_0=c_c=20$ mm), o nel caso di progettazione eseguita con copriferro $R_4-R_0=c_c=40$ mm al fine di valutare il beneficio di una progettazione che preveda valori di copriferro maggiori. Il diametro della barra considerato è di 16 mm, mentre la classe di resistenza a compressione del calcestruzzo è la C25/30. I valori del rapporto, $\Omega_{p, tr}$, tra le tensioni ultime di aderenza, $\tau_{b,f}$, e la tensione massima, τ_0 , sono stati confrontati, in questo caso, utilizzando sia il Model Code 2010, che il modello di aderenza alla Mohr-Coulomb, che il modello adottato dall'Eurocodice 2.

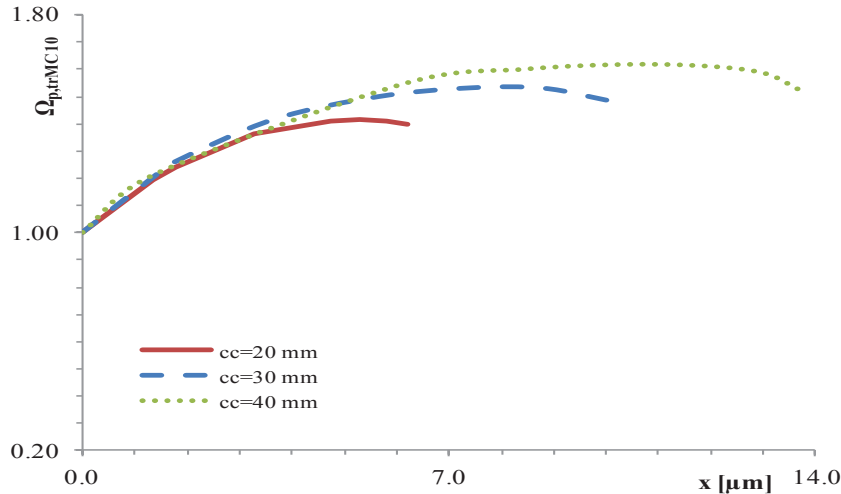


Figura 54: $\Omega_{p,trMC10}$ in funzione della riduzione di barra, x , – Comparazione dei valori di copriferro, c_c , in accordo al MC10

Dalla Figura 54 si può notare come il copriferro influisce molto sulla riduzione di barra, x . Quest'ultima ha un effetto trascurabile sul valore del rapporto $\Omega_{p,trMC10}$, anche se maggiore è il copriferro maggiore risulta essere la riduzione di barra che conduce alla fessurazione del calcestruzzo.

Tale dato è in accordo con quanto già detto nella valutazione del modello di propagazione della fessura (cfr. Paragrafo 2.4). Anche la pressione laterale interna, f_l , cresce all'aumentare dello spessore di copriferro. In Figura 55 si riporta il grafico analogo a quello di Figura 54 ma considerando il valore del rapporto $\Omega_{p,trSFM}$ calcolato con il modello alla Mohr-Coulomb.

Si nota come gli andamenti, per tutti e tre i valori di copriferro considerato siano del tutto analoghi con il caso del Model Code 2010. Anche in questo caso, infatti, a valori di copriferro maggiori corrispondono consumi di barra maggiori, ma incrementi del rapporto $\Omega_{p,trSFM}$ contenuti.

In Figura 56 (analoga delle Figure 54 e 55) si nota che gli andamenti sono simili a quelli considerati nei due casi precedenti, ma è interessante notare come utilizzando un copriferro pari a 40 mm, il rapporto $\Omega_{p,trEC2}$, raggiunga il valore massimo 1,4 imposto dalla norma (parte orizzontale della linea tratteggiata verde di riferimento per $c_c=40$ mm). Tale valore è raggiunto per un consumo di barra, x pari a 6,160 μm .

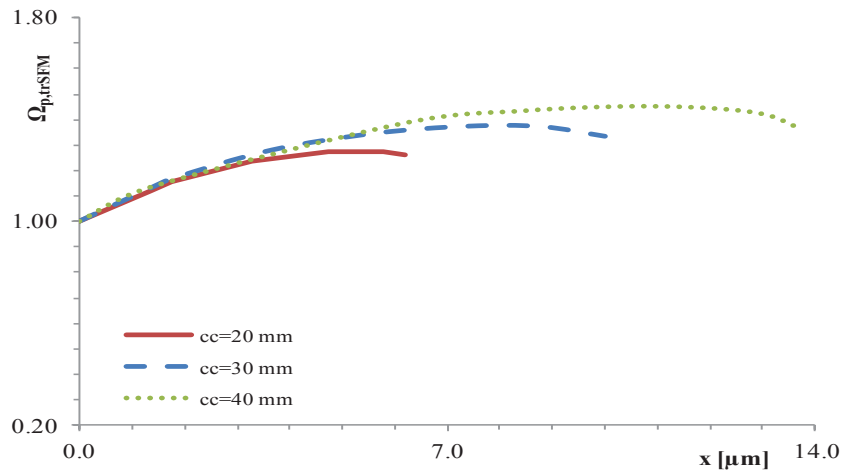


Figura 55: $\Omega_{p,transFM}$ in funzione della riduzione di barra, x , – Comparazione dei valori di copriferro, c_c , in accordo al SFM

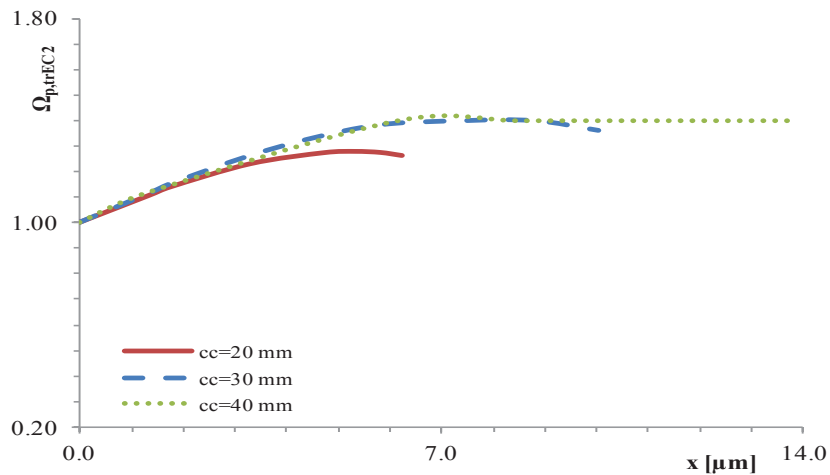
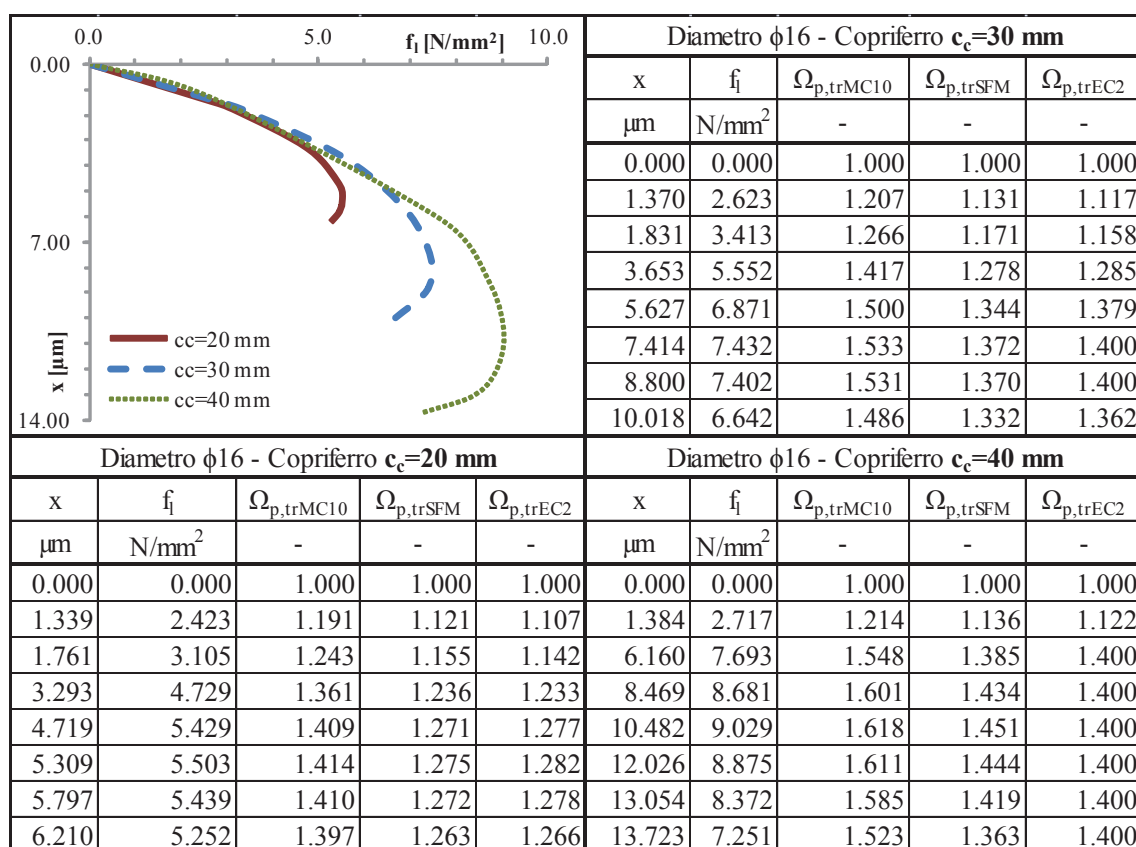


Figura 56: $\Omega_{p,transEC2}$ in funzione della riduzione di barra, x , – Comparazione dei valori di copriferro, c_c , in accordo al EC2

In Tabella 10 sono riportati i valori numerici della pressione interna, f_l , e della riduzione di barra, x , in relazione ai differenti valori del copriferro considerati.

Tabella 10: valori della riduzione di barra, x , pressione laterale interna, f_l , e rapporto $\Omega_{p,tr}$


2.5.6 Effetti del fattore di espansione volumetrica dell'ossido

Come già detto, l'ossidazione delle barre, genera prodotti di corrosione molto voluminosi. Senza entrare nel merito elettrochimico, in questo lavoro, il fenomeno è stato riassunto considerando il fattore di espansione volumetrica, n . Il suo valore, considerato in questa sede compreso tra 2 e 6, dipende dal tipo di ossido formatosi, e cresce per ossidi che si formano in tempi maggiori.

In Figura 57 si riporta, l'effetto che tale fattore ha sul comportamento di aderenza in relazione ad un valore di coprifero pari a 30 mm per un diametro di barra 16 mm ed una classe di resistenza C25/30.

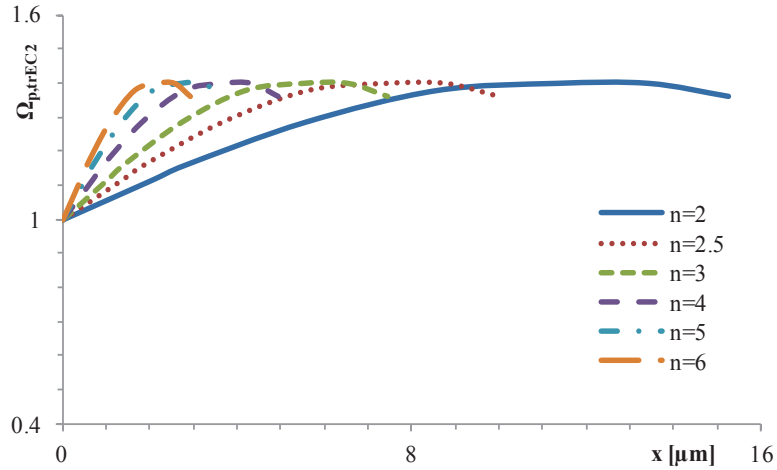


Figura 57: $\Omega_{p,trEC2}$ in relazione al consumo di barra, x , – effetti del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , in accordo all'EC2

Si nota che al crescere del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , minore è il consumo di barra, x , per raggiungere la completa fessurazione del copriferro. Inoltre, si nota che anche se ha un effetto trascurabile sulla variazione del rapporto di adesione, $\Omega_{p,tr}$, determina una forte variazione nella percentuale di sezione di barra persa.

2.5.7 Effetti del modulo elastico dell'ossido

Della forte incertezza che ancora oggi si ha circa il valore del modulo elastico dell'ossido, E_o , si è già detto al paragrafo 2.1, pertanto in Figura 58 si riportano i risultati ottenuti utilizzando i parametri della classe di esposizione XC2, con barra $\phi 16$ e tra differenti valori del modulo stesso.

Si nota che, nonostante i valori di E_o considerati siano molto diversi tra loro (anche tre ordini di grandezza tra 130 MPa e 210.000 MPa) le curve che descrivono l'andamento del rapporto $\Omega_{p,tr}$ sono praticamente coincidenti.

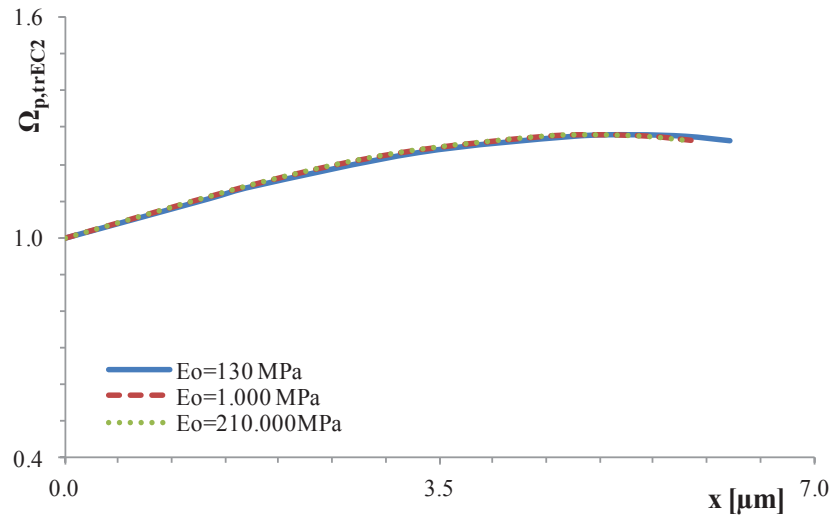


Figura 58: $\Omega_{p, trEC2}$ in relazione alla riduzione di barra, x – effetti del modulo di Young, E_o , in accordo all'EC2

Questo risultato è, probabilmente, dovuto al fatto che lo spessore dello strato di ossido è molto sottile rispetto alla corona di calcestruzzo circostante. Infatti, essa raggiunge spessori massimi dell'ordine di qualche centinaia di micron, mentre la corona di calcestruzzo (copriferro) raggiunge i tre/quattro centimetri.

In questa parte del lavoro, si è posta l'attenzione sull'effetto che il fenomeno della corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato ha sull'aderenza tra barra e calcestruzzo. Tutte le analisi sono state condotte cercando di parametrizzare le caratteristiche fisico-chimiche dell'acciaio, dell'ossido e del calcestruzzo, oltre a considerare le differenti combinazioni possibili di progettazione (diametro della barra, valore del copriferro classe di resistenza del calcestruzzo). Il tutto, è stato eseguito tenendo in considerazione le direttive delle principali normative italiane, europee oltre che del First Complete Draft of Model Code 2010. Lo scopo di questa fase era quella di valutare l'effetto dei parametri già considerati nella fase della modellazione FEM ed analitica per lo studio del fenomeno di innesco e fessurazione sulla variazione dell'aderenza di manufatti in calcestruzzo armato soggetti a fenomeni di corrosione.

Scelte delle classi di esposizione ambientali, il processo di corrosione è stato simulato utilizzando il sistema analitico non-lineare presentato. Al fine di poter avere risultati comparativi sono stati considerati tre differenti modelli di aderenza.

A vantaggio di sicurezza si può ipotizzare espansione volumetrica dei prodotti di corrosione genera, dapprima, un incremento del valore di aderenza; e che, successivamente all'apertura della fessura, decresce istantaneamente fino al suo valore iniziale. Infine, a causa del protrarsi del fenomeno di corrosione decresce fino ad annullarsi quando lo spostamento relativo tra barra e calcestruzzo supera il valore dell'altezza delle nervature.

La valutazione della capacità di aderenza passa attraverso la valutazione della variazione della pressione laterale interna, f_l , e che, quest'ultima è strettamente legata alla quantità di barra consumatasi e, di conseguenza, alla quantità di ossido formatosi. Tale considerazione nasce dalle analisi effettuate ipotizzando differenti classi di esposizione del calcestruzzo, le quali determinano differenti valori del copriferro e differenti classi di resistenza del calcestruzzo. Considerando, invece, una stessa classe di esposizione (e, quindi, stesso copriferro e stessa classe di resistenza del calcestruzzo) si è notato che il valore di riduzione di barra, x , che conduce alla fessurazione del copriferro, $c_c = R_4 - R_0$, è legato proprio allo spessore stesso del copriferro (determinato dalle normative in relazione alla classe di esposizione ambientale).

Fissato un diametro di barra, si può notare che risulta quasi indifferente, ai fini della variazione dell'aderenza il fatto che si utilizzi un diametro più grande rispetto ad uno più piccolo. Si nota, però, che affinché vi sia la fessurazione del copriferro, diametri minori determinano maggiori consumi di barra, mentre diametri maggiori determinano un incremento, se pur lieve, della capacità di aderenza, probabilmente dovuto all'altezza maggiore delle nervature.

Fattore molto influente sulle capacità di aderenza è, invece, il creep. Con il passare del tempo, infatti, a causa della maggiore riduzione del modulo elastico del calcestruzzo (il fattore di creep, ϕ , cresce) il consumo di barra, x , che determina la fessurazione del copriferro aumenta. Tale aspetto diventa pericoloso, in quanto l'espulsione del copriferro (evidente sintomo del degrado delle strutture in calcestruzzo armato) si presenta quando il diametro della barra si è ridotto notevolmente.

La classe di resistenza del calcestruzzo non riveste un ruolo importante in termini di aderenza. Non bisogna, però, dimenticare il benefico effetto sul processo di apertura della fessura, ritardando, così come il copriferro, l'ingresso e l'avanzare degli agenti aggressivi dall'esterno.

Il copriferro è un parametro fondamentale in termini di durabilità e protezione per le armature, anche se non ha effetti sensibili sul rapporto, $\Omega_{p,tr}$, ed ha un effetto piuttosto lineare sulla riduzione di barra. Se si considera un copriferro pari a 40 mm, la riduzione di barra è, infatti, doppia rispetto a quella che si registra nel caso di copriferro pari a 20 mm.

Inoltre, le differenti teorie sull'aderenza, sembrano avere un comportamento piuttosto simile tra loro, ad eccezione per l'Eurocodice 2, in alcuni casi, in cui lo sviluppo della capacità di aderenza risulta fortemente limitato dal valore massimo 1,4.

Il fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , gioca, di sicuro, il ruolo più importante nel processo di ossidazione. L'innescò, la fessurazione e lo spalling del copriferro, sono tutti fenomeni che dipendono, infatti, tutti e tre fortemente da n . È proprio l'espansione dell'ossido, infatti, a far aumentare la pressione interna ed ad innescare, di conseguenza, l'intero processo. Infatti, minore è il suo valore, maggiore è il consumo di barra prima che verifichi la fessurazione. Un valore minore del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , implica un minore volume a parità di barra corrosa.

Il modulo elastico dell'ossido, E_o , ha un effetto del tutto trascurabile sull'aderenza, come, tra l'altro, anche sull'innescò e sulla propagazione della fessura. Tale scarsa dipendenza dal fenomeno dipende dal suo spessore. La corona di ossido, ha uno spessore di qualche decina di micron, mentre la corona di calcestruzzo ha uno spessore di qualche decina di millimetri. Pertanto, la sua capacità di compressione è limitata dal suo scarso spessore a prescindere dal valore del suo modulo elastico.

2.6 Differenti modelli per lo strato di calcestruzzo

Nei modelli a tre e quattro strati esposti fin qui sono state fatte le ipotesi di comportamento deformabile con rottura quasi-fragile dello strato di calcestruzzo. Al fine di considerare ipotesi differenti si presentano di seguito altri tre modelli: a comportamento deformabile con rottura fragile, a comportamento rigido con rottura fragile, ed a comportamento rigido con rottura quasi-fragile. A tale fine, verranno di seguito indicate le equazioni che definiscono tale comportamento che devono essere sostituite, e/o integrate al modello deformabile quasi-fragile, definito a partire dall'equazione (14) fino all'equazione (23).

Nel modello deformabile fragile l'equazione (24) che rappresenta l'equilibrio dello strato di calcestruzzo fessurato è sostituita dalla seguente equazione:

$$q_2 \cdot R_2 = q_3 \cdot R_3 \quad (24DF)$$

dove DF indica Deformabile Fragile.

L'integrale al secondo membro della (24) che rappresentava il ramo di softening, scompare, simulando così la rottura fragile in luogo della quasi-fragile.

Il comportamento rigido quasi-fragile prevede, invece, che sia l'equazione (24) che la (25) siano sostituite dalle seguenti equazioni:

$$q_2 \cdot R_2 = q_3 \cdot R_3 + \sigma_\theta \cdot (R_2 - R_3) \cdot \left(\frac{2 \cdot \varepsilon_u \cdot R_2 \cdot R_3 + S_{3concrete} \cdot (R_2 + R_3)}{2 \cdot R_2 \cdot R_3 \cdot (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_u)} \right) \quad (24RQF)$$

alla equazione (24), si è aggiunto, al secondo membro l'espressione seguente:

$$\sigma_\theta \cdot (R_2 - R_3) \cdot \left(\frac{2 \cdot \varepsilon_u \cdot R_2 \cdot R_3 + S_{3concrete} \cdot (R_2 + R_3)}{2 \cdot R_2 \cdot R_3 \cdot (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_u)} \right) \quad (33)$$

Mentre l'equazione dell'equilibrio degli spostamenti, diventa:

$$S_{3concrete} = S_{2oxide} - y \quad (25RQF)$$

Il comportamento rigido fragile le equazioni differenti sono la equazione (24) e la equazione della tensione circonferenziale equazione (25) che sono sostituite dalle seguenti:

$$q_2 \cdot R_2 = q_3 \cdot R_3 \quad (24RF)$$

$$S_{3concrete} = \frac{(1+\nu_c) \cdot R_3}{E_c} \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_c) \cdot (-q_3 \cdot R_3^2)}{R_4^2 - R_3^2} + \frac{1}{R_3^2} \cdot \frac{-q_3 \cdot R_4^2 \cdot R_3^2}{R_4^2 - R_3^2} \quad (25RF)$$

In Figura 59 si mostrano i grafici relativi all'avanzamento del fronte di calcestruzzo fessurato, R_3 , in relazione al consumo di barra, x . Si può notare che i due modelli a rottura quasi-fragile hanno comportamento molto simile, anche se, considerando per il modello deformabile quasi-fragile si registra un consumo di barra, x , leggermente maggiore rispetto al modello rigido quasi-fragile. I modelli a rottura fragile si discostano abbastanza da quelli a rottura quasi-fragile. In questi casi, infatti, la penetrazione della corrosione, x , che conduce alla completa fessurazione del copriferro, risulta essere dimezzata rispetto ai casi precedenti. È interessante il comportamento della curva del modello deformabile fragile, in quanto si nota che, l'ultimo tratto presenta l'avanzamento della fessura, seppur con valori decrescenti del consumo di barra. Le curve mostrate riportano i risultati dei modelli avendo considerato un raggio della barra, $R_0=8$ mm, un valore di copriferro di $R_4-R_0=30$ mm, una classe di resistenza del calcestruzzo C30/37 ed un valore del fattore di espansione volumetrica dell'ossido $n=2,5$. In Tabella 11 si riportano i valori della perdita radiale di barra, x , e la relativa percentuale di sezione persa in relazione alle differenti ipotesi formulate sul comportamento a rottura del calcestruzzo. Essi sono relativi ad un calcestruzzo con classe di resistenza C30/37, raggio della barra, $R_0=30$ mm ed un fattore di espansione volumetrica dell'ossido, $n=2,5$.

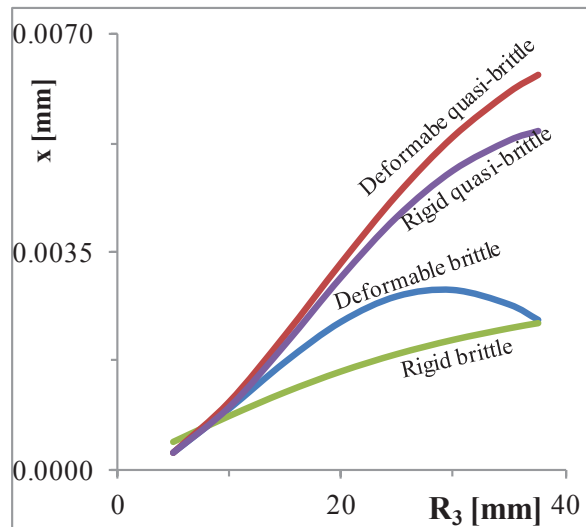


Figura 59: consumo di barra, x , vs in relazione all'avanzamento del fronte fessurato di calcestruzzo, R_3 , in accordo al comportamento a rottura del calcestruzzo, con $R_0=8$ mm, $R_4-R_0=30$ mm, classe di resistenza C30/37 e fattore di espansione volumetrica dell'ossido $n=2,5$

Tabella 11: valori del consumo di barra, x , e della relativa percentuale di sezione persa, per i modelli considerati in relazione alle differenti ipotesi sul comportamento a rottura del calcestruzzo, avendo considerato un copriferro $R_4-R_0=30$ mm, raggio della barra, $R_0=8$ mm, fattore di espansione volumetrica dell'ossido, $n=2,5$ e classe di resistenza del calcestruzzo C30/37

	x	Section Lost
	[mm]	[%]
Deformable Brittle	0.00241288	0.060%
Rigid Brittle	0.00235767	0.059%
Rigid Quasi-Brittle	0.00635048	0.159%
Deformable Quasi-Brittle	0.00546165	0.136%

La Figura 60 riporta i valori del consumo di barra, x , in relazione al raggio della barra, R_0 , e considerando le differenti ipotesi formulate per il comportamento a rottura del calcestruzzo. Il valore di copriferro considerato è $R_4-R_0=35$ mm, il fattore di espansione volumetrica dell'ossido $n=2,5$ e la classe di resistenza del calcestruzzo C30/37.

Si nota che il modello a comportamento deformabile quasi-fragile è molto differente rispetto agli altri modelli presentando consumi di barra, x , doppi per raggi di barra minori, e leggermente inferiori per diametri maggiori di barra.

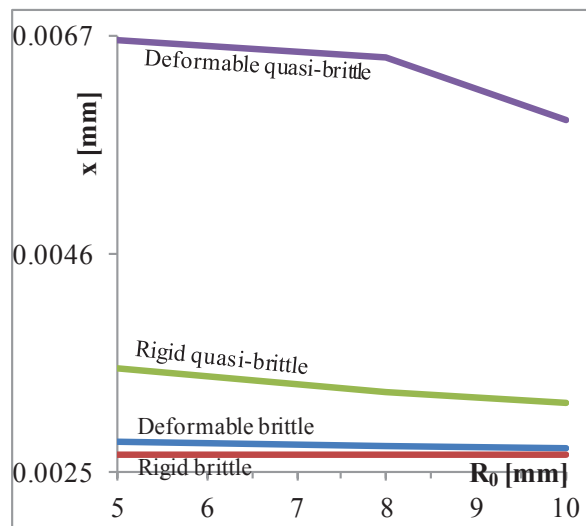


Figura 60: a) consumo di barra, x , in relazione al raggio di barra, R_0 , in accordo alle differenti ipotesi sul comportamento a rottura del calcestruzzo

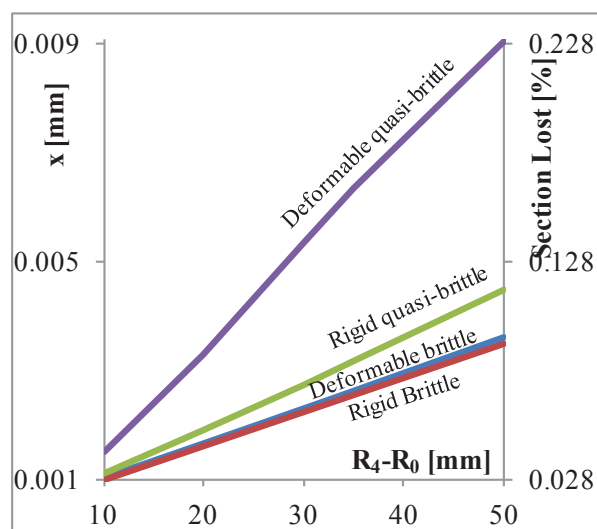


Figura 61: consumo di barra, x , percentuale di sezione persa in relazione al valore di copriferro, R_4-R_0 , in accordo alle diverse ipotesi sul comportamento a rottura del calcestruzzo

La Figura 61 mostra il comportamento dei diversi modelli in relazione al valore di copriferro, R_4-R_0 , per il caso di diametro della barra pari a 16 mm, classe di resistenza C30/37 e fattore di espansione volumetrica dell'ossido, $n=2,5$. Sugli assi verticali si riportano i valori del consumo di barra, x , e della percentuale di sezione trasversale persa.

2.7 Valutazione del tempo di innesco e di propagazione della fessura

I modelli esposti nei paragrafi precedenti calcolano la quantità di ossido che deve prodursi affinché, il maggiore volume da esso occupato in relazione al metallo, generi una pressione interna tale da provocare l'innesco e la fessurazione del copriferro. Al di poter stabilire la durata di un'opera è, però, necessario calcolare il tempo di innesco e propagazione degli agenti aggressivi in calcestruzzo.

Come ricordato nel Capitolo 1, l'anidride carbonica presente nell'atmosfera, in tenori variabili da 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in ambiente cittadino, quando viene a contatto con il calcestruzzo tende a neutralizzare, a partire dagli strati più esterni, i suoi componenti alcalini. Anche altre sostanze acide, ad esempio l'anidride solforosa (presente in tenori fino a 5÷10 mg/l nelle piogge acide) o gli ossidi di azoto, possono neutralizzare l'alcalinità del calcestruzzo, ma la loro azione è in genere trascurabile rispetto a quella della CO₂.

Sebbene la carbonatazione non provochi alcun danno al calcestruzzo; anzi, nel caso di calcestruzzi confezionati con cemento Portland, né riduce la porosità determinandone una maggiore resistenza meccanica, ha importanti conseguenze, come già detto, nei confronti delle armature.

La profondità di carbonatazione può essere misurata sperimentalmente mediante semplicemente spruzzando su una superficie di rottura del calcestruzzo una soluzione alcoolica di fenolftaleina (UNI 9944) [57]. Le zone a pH superiore a 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre quelle carbonatate non vengono colorate.

L'andamento della penetrazione della carbonatazione nel tempo segue una legge del tipo riportata alla equazione (3) del Capitolo 1 e, quindi, la sua velocità, equazione (4), tende a diminuire nel tempo.

Il coefficiente K, che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione, dipende sia da fattori ambientali (Umidità Relativa, temperatura, contenuto di anidride carbonica) sia da fattori legati al calcestruzzo stesso (alcalinità, porosità).

Oltre alla formula parabolica, sono state proposte altre formule empiriche che prendono direttamente in conto i principali fattori che regolano la carbonatazione: sia

ambientali (umidità, temperatura) che relativi al calcestruzzo (al tipo di cemento, al rapporto a/c, alla stagionatura).

Si esaminano, di seguito, con maggiore dettaglio l'influenza dei suddetti parametri in termini di propagazione e diffusione dell'anidride carbonica in calcestruzzo.

La velocità di penetrazione della carbonatazione varia con l'umidità relativa del calcestruzzo per due motivi principali. Il trasporto dell'anidride carbonica all'interno di questo materiale ha luogo facilmente attraverso i pori riempiti d'aria, mentre avviene molto più lentamente in quelli saturi d'acqua (il rapporto tra le velocità di diffusione nelle due condizioni è di circa 104). Di conseguenza la velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa (più marcatamente al di sopra dell'80%) fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo d'acqua. È, quindi, facilmente comprensibile che in calcestruzzi saturi di acqua, il fenomeno della diffusione cessa completamente.

Il valore del coefficiente K , quindi, cambia nel tempo al variare dell'umidità (ad esempio con le stagioni). Da non sottovalutare, anche l'importanza dell'influenza dei differenti microclima cui una struttura è soggetta (si immagini una struttura con zone maggiormente esposte alla pioggia o alle brezze di mare rispetto a zone maggiormente protette o sottovento).

Concentrazioni maggiori di anidride carbonica nell'atmosfera e alte temperature sono parametri particolarmente influenti sull'aumento della velocità di penetrazione del fronte carbonatato.

La capacità di un calcestruzzo di fissare la CO_2 è direttamente proporzionale alla sua alcalinità e dipende dalla quantità e dal tipo di cemento utilizzato per il confezionamento. I cementi Portland sono composti, ad esempio, per circa il 64% del peso di cemento da ossido di calcio (CaO) e per circa lo 0,5÷1,5% da ossido di Sodio (Na_2O) ed ossido di potassio (K_2O). I cementi d'alto forno con il 70% di loppa, contengono, invece, quantità di ossido di calcio inferiori pari a circa il 44%. I cementi con aggiunte pozzolaniche, hanno un contenuto di ossido di calcio intermedio tra i due.

Il rapporto acqua/cemento e la stagionatura influenzano in modo determinante la porosità del calcestruzzo e, di conseguenza, hanno una notevole influenza sulla velocità di penetrazione della carbonatazione.

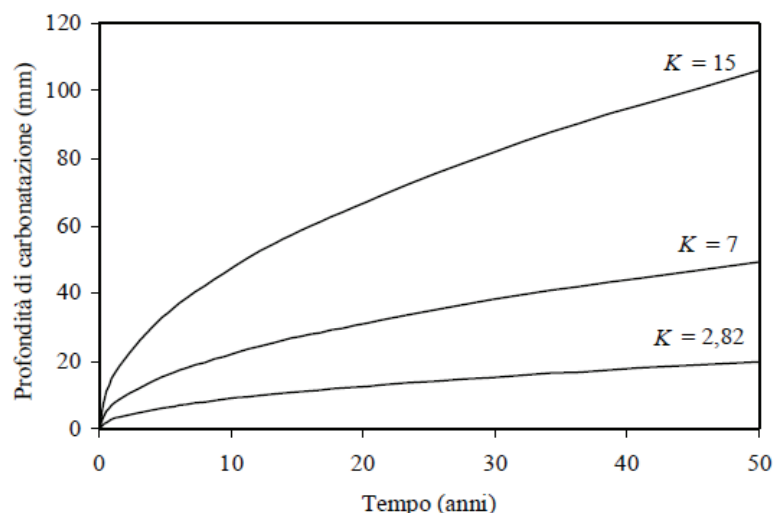


Figura 62: profondità del fronte carbonatato in relazione al valore del coefficiente k e del tempo

Un valore basso del rapporto a/c , determina una diminuzione della porosità capillare della pasta cementizia idrata, consentendo di rallentare la penetrazione della carbonatazione. Per ottenere questi vantaggi, tuttavia, il calcestruzzo deve essere stagionato adeguatamente.

Dalla Figura 62 si evince come il fronte carbonatato risulti inferiore a 20 mm (spessore minimo di copriferro in molte strutture) dopo 50 anni, se e solo se K è inferiore a 2,82. Questo significa che, in zone riparate dalla pioggia (solitamente interne alle strutture), un copriferro del valore di 2 cm porta ad un periodo di innesco superiore a 50 anni solo con calcestruzzi molto compatti.

Quando il fronte carbonatato ha raggiunto le armature, la corrosione può aver luogo solo se sono presenti anche acqua ed ossigeno. Escludendo le condizioni di completa saturazione del calcestruzzo, l'ossigeno è in grado di raggiungere la superficie delle armature in quantità sufficienti per permettere lo svolgimento del processo corrosivo. La velocità di corrosione è determinata principalmente dalla resistività del calcestruzzo. Il contenuto d'acqua nel calcestruzzo è il parametro più importante, nel determinarne la resistività, mentre hanno un ruolo secondario (anche se rimangono significative nell'intervallo di umidità relativa compreso fra 60 e 90%, Figura 63) le caratteristiche del calcestruzzo e quindi i fattori che le determinano (tipo di cemento, rapporto a/c , maturazione, ecc.) che sono invece importanti nel determinare la velocità di penetrazione della carbonatazione e quindi il tempo di innesco.

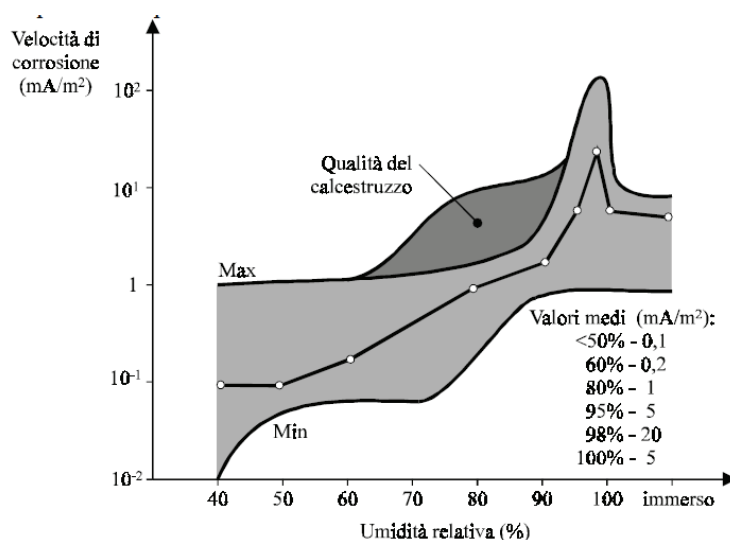


Figura 63: valori della velocità di carbonatazione in relazione della variazione dell'umidità ambientale

Si è osservato che la velocità di corrosione tende a diminuire nel tempo. Infatti, i prodotti di corrosione, ancorché non in grado di passivare le armature, interferiscono con il processo corrosivo riducendone la velocità.

In Figura 63 sono riportate le velocità di corrosione per carbonatazione in funzione dell'umidità relativa. Si può notare come, solo in vicinanza delle condizioni di saturazione sia possibile raggiungere velocità massime di corrosione dell'ordine di $100 \div 200 \mu\text{m/anno}$, mentre i valori massimi tipici per molte delle condizioni ambientali riscontrabili in pratica con l'esposizione agli agenti atmosferici è compresa tra 5 e $50 \mu\text{m/anno}$. Dai valori riportati risulta evidente come la velocità di corrosione da carbonatazione possa ritenersi trascurabile, se non in condizioni di elevata umidità o in presenza di condense alla superficie del calcestruzzo di durata e frequenza tali da far variare il tenore d'acqua a livello delle armature. Ad esempio, in strutture esposte in ambienti interni o comunque riparati dalla pioggia, il fatto che il calcestruzzo a livello delle armature sia carbonatato raramente costituisce un problema perché eventuali momentanee presenze di condensa o di bagnamenti alla superficie del calcestruzzo non si traducono in aumenti del tenore di acqua a livello delle armature. Ovviamente se, per qualsiasi motivo, ad esempio perdita di una tubazione o infiltrazioni d'acqua, dovesse penetrare dell'acqua nel calcestruzzo carbonatato, la velocità di corrosione non sarebbe più trascurabile.

Siccome nelle condizioni in cui la velocità di carbonatazione è massima (U. R. 50-80%), la velocità di penetrazione della corrosione è modesta e viceversa, le situazioni peggiori sono quelle caratterizzate da alternanza di condizioni di umidità bassa con altre ad alta umidità, come succede nel caso di calcestruzzo esposto alla pioggia. Nei casi in cui le strutture non fossero realizzate con inerti provenienti da spiagge, i cloruri provengono dall'esterno (Sali disgelanti o brezze di mare che trasportano ioni cloruro). La corrosione può iniziare solo quando alla superficie delle armature il loro tenore raggiunge il valore critico. Il tempo necessario perché ciò avvenga (tempo di innesco della corrosione), dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro e dal contenuto critico di cloruri.

I profili di concentrazione che descrivono la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo (Figura 64) si possono ottenere applicando la equazione (5) al Capitolo 1 che descrive i processi diffusivi non stazionari. A rigore, la seconda legge di Fick, appena ricordata, sarebbe applicabile solo in calcestruzzi completamente saturi d'acqua, in quanto il processo di penetrazione dei cloruri avverrebbe con un meccanismo di diffusione pura. Nella maggior parte dei casi, infatti, oltre a quello diffusivo, operano anche altri meccanismi di trasporto. Ad esempio, se il calcestruzzo viene a contatto con un liquido contenente cloruri (acqua di mare), inizialmente si produce un assorbimento capillare del liquido, che a seguito di periodi di bagnamento e processi di evaporazione rendono gli strati esterni ricchi di ioni cloruro. L'esperienza mostra che, anche in presenza di altri meccanismi di penetrazione, si possono prevedere con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo utilizzando un'equazione formalmente identica a quella che rappresenta la seconda legge di Fick. In genere si considera il contenuto totale di cloruri e si introduce un coefficiente di diffusione effettivo (o apparente) ricavato sperimentalmente secondo la:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_{ce} \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \pi r^2 \quad (34)$$

dove: C è il contenuto totale di cloruri (% in peso rispetto al cemento o al calcestruzzo); al tempo t (s) ed alla distanza x dalla superficie del calcestruzzo (cm); D_{ce} è il coefficiente di diffusione effettivo dei cloruri [cm^2/s].

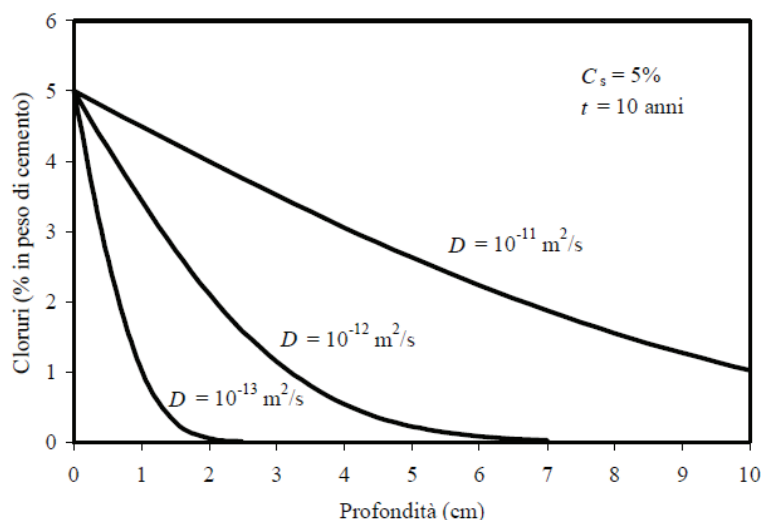


Figura 64: profili di diffusione dei cloruri esposti con concentrazione superficiale di 5% in peso

Supponendo che il contenuto superficiale di cloruri, C_s , si mantenga costante nel tempo, si ottiene la soluzione espressa dalla equazione (5) al Capitolo 1 che consente di valutare il contenuto di cloruri C_x alla profondità x e al tempo t . Pertanto, noti D_{ce} e C_s , è possibile valutare l'evoluzione temporale dei profili di concentrazione dei cloruri nel copriferro e quindi, in particolare, stimare l'istante in cui verrà raggiunto il contenuto critico per l'innescò della corrosione in di questa relazione, vi sono tre assunzioni implicite, non sempre verificate nella realtà: il contenuto superficiale di cloruri, C_s , rimane costante in tutto il periodo di esposizione; il coefficiente di diffusione effettivo, D_{ce} , non cambia durante il periodo di esposizione; il calcestruzzo è omogeneo, per cui D_{ce} , non varia in funzione della profondità.

Poiché la velocità di penetrazione dei cloruri dipende dal valore di C_s , è necessario disporre di valori affidabili di questa grandezza e delle sue eventuali variazioni nel tempo. Nel caso di strutture in ambiente marino si è osservato che, entro pochi mesi, C_s si porta a un valore che poi si mantiene costante (alcuni autori riportano un leggero aumento anche in periodi successivi). Questo valore dipende dalla posizione della struttura, dall'orientamento della sua superficie, dalla concentrazione dei cloruri nell'atmosfera e dalle condizioni di esposizione in relazione ai venti prevalenti o alle piogge. I valori più elevati di C_s si misurano nella zona degli spruzzi.

I valori di D_{ce} variano in genere nel range $10\div 13 \text{ m}^2/\text{s}$ in funzione delle caratteristiche del calcestruzzo. Il coefficiente di diffusione, D_{ce} , dipende, in particolare

dalla permeabilità del calcestruzzo e da tutti i fattori che la determinano, quali: il rapporto acqua/cemento, le modalità di messa in opera, la maturazione, la presenza di fessurazioni. Anche il tipo di cemento impiegato per la realizzazione del calcestruzzo ha un ruolo determinante, infatti, passando da calcestruzzi ottenuti con solo cemento portland a calcestruzzi ottenuti con cementi di miscela D_{ce} si riduce drasticamente. Di particolare rilevanza è l'effetto della loppa d'altoforno granulata e macinata (GGBS) quando è aggiunta in tenori sufficientemente elevati in calcestruzzi ben stagionati.

Nel caso di cementi di miscela D_{ce} diminuisce nel tempo anche dopo decine di anni.

Nel caso di strutture esposte all'atmosfera, una volta che l'attacco localizzato si è innescato, la velocità di corrosione può passare da qualche decina di μ m/anno a un 1 mm/anno, al crescere del tenore di umidità dal 70 al 95% e del tenore di cloruri dall'1 al 3% (in peso rispetto al cemento). Passando da climi temperati a climi tropicali, la velocità di corrosione può crescere ulteriormente.

In pratica, quindi, in strutture contaminate da cloruri l'attacco corrosivo, una volta innescato, può portare in tempi molto brevi a riduzioni inaccettabili della sezione delle armature anche nelle comuni condizioni di esposizione atmosferica.

Il limite inferiore dell'umidità relativa in corrispondenza al quale la velocità di corrosione diviene trascurabile dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo, dal contenuto di cloruri alla superficie del calcestruzzo e dal tipo di sale da cui provengono. In ogni caso questo limite è molto minore di quello che rende trascurabili gli effetti di corrosione prodotti dalla carbonatazione. In presenza di alti tenori di cloruri, soprattutto di quelli più igroscopici come i cloruri di calcio o di magnesio, anche per umidità relative esterne pari al 40÷50% la velocità media di penetrazione dell'attacco può risultare superiore a 2 mA/m^2 .

Nel caso di strutture permanentemente e completamente immerse in acqua, anche supposto che le condizioni per l'innescio della corrosione siano raggiunte (ma in genere non succede), il ridottissimo apporto di ossigeno alle armature mantiene la velocità di corrosione su valori molto bassi e pertanto gli effetti dell'attacco corrosivo sono trascurabili anche dopo tempi molto lunghi.

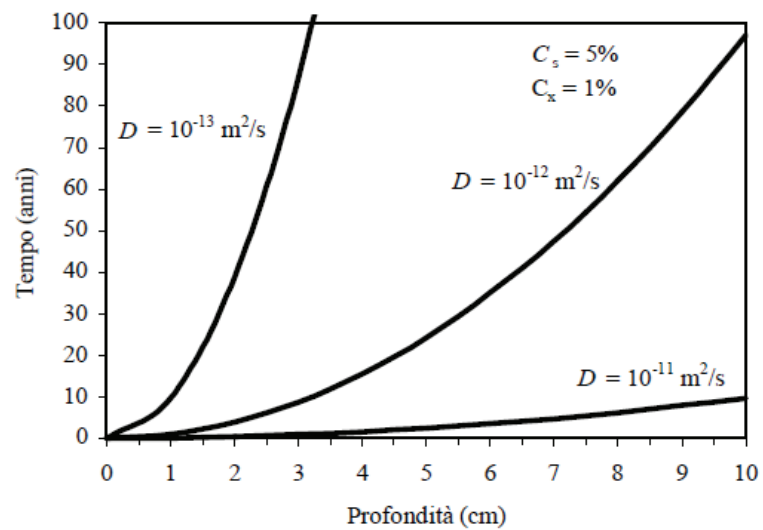


Figura 65: tempo necessario affinché sulla superficie della barra si raggiunga l'1% in peso del contenuto di cemento, alle diverse profondità di copriferro per una concentrazione superficiale, C_s , pari al 5%

Capitolo 3

Materiali e Metodi di Indagine.

Al fine di interpretare in maniera ottimale i risultati sperimentali si rende necessaria un'ampia descrizione della tipologia dei provini realizzati per lo studio e delle tecniche sperimentali fondamentali per la valutazione della durabilità di campioni in calcestruzzo armato esposti ad ambiente aggressivo. L'obiettivo è quello di monitorare l'avanzamento del processo corrosivo degli elementi in calcestruzzo armato con tre differenti tipologie di armatura: lisce, ad aderenza migliorata e zincate esposti ad una soluzione acquosa di NaCl al 3,5% in peso, tale da simulare un processo di degradazione da cloruri provenienti da acqua di mare. In questo capitolo si descrive la realizzazione dei provini e le prove d'indagine sperimentale eseguite al fine di valutare la rispondenza dei modelli analitici esposti nel Capitolo 2.

3.1 Preparazione dei campioni in calcestruzzo

La campagna di indagine relativa al presente lavoro prevede tipologie di campioni che differiscono tra loro per tecnica costruttiva e tipologia di armatura. L'utilizzo di differenti tecniche costruttive è finalizzato all'indagine dello stato di degrado sia di strutture costruite precedentemente agli anni '70 del secolo scorso (armature in acciaio al carbonio lisce e scarsa presenza di staffe) che di strutture attuali (armature in acciaio al carbonio ad aderenza migliorata maggiormente confinate). Una terza tipologia di barre, in acciaio zincato, è volta a simulare il comportamento di nuove tecniche costruttive durevoli (progetto del futuro). Oltre alla differente tipologia di armatura, i campioni differiscono tra loro, come detto, anche per il passo adottato per le staffe.

Al fine di cogliere le differenze in termini di durabilità delle differenti tipologie di armatura, il calcestruzzo dei getti è stato realizzato eseguendo il medesimo mix design. La composizione media della miscela di calcestruzzo è stata realizzata utilizzando 2.000 kg di aggregato di monte lavato asciutto di cui i 2/3 di ghiaia ($d_{\max}=3$ cm) ed 1/3 di sabbia; 350 kg di cemento tipo Portland II/B.LL. 32.5R, con un rapporto acqua/cemento pari a 0,45. La resistenza caratteristica media del calcestruzzo è risultata essere pari a circa 30 N/mm². In Tabella 12 è riportata la specifica del mix design del calcestruzzo utilizzato.

La prima tipologia di campioni è stata realizzata con armatura liscia $\Phi 14$ e staffe $\Phi 8$ (con passo pari a 40 cm). Il fine è quello di simulare strutture in calcestruzzo armato costruite fino alla fine degli anni '60 del secolo scorso, accelerare il processo di degrado, ed indagare attraverso test elettrochimici e meccanici lo stato di conservazione e la risposta in termini strutturali di tale tipologia di edifici.

La seconda tipologia di campioni è stata realizzata con armatura ad aderenza migliorata $\Phi 14$ e staffe $\Phi 8$ passo 20 cm. Il fine è quello di simulare strutture in calcestruzzo armato costruite secondo la modalità costruttiva iniziata verso la fine degli anni '60 del secolo scorso ed utilizzata, tutt'ora in accordo alle vigenti norme tecniche sulle costruzioni per edifici previsti in zona sismica. Sarà quindi possibile valutare quali benefici abbiano apportato queste tipologie di configurazioni costruttive alle strutture anche dopo un lungo periodo di esercizio (oltre ai già ben noti contributi all'aderenza).

Tabella 12: specifiche del getto realizzato per le prove di durabilità

Tipo di cemento	Aggregati (Kg)	Cemento (Kg)	a/c	Classe di Resistenza del Calcestruzzo
Portland II/B.LL.32,5R	2.000	350	0,45	C30/37

La terza tipologia di campioni è stata realizzata con armatura ad aderenza migliorata zincata in accordo con le normative vigenti in termini di processi di zincatura a caldo sui manufatti in acciaio (UNI EN ISO 1461) di diametro $\Phi 14$ e staffe $\Phi 8$ con passo 20 cm, per recepire quanto specificato al paragrafo 11.3.2.9.2 del D. M. 14 gennaio 2008 di seguito riportato integralmente:

“11.3.2.9.2 Acciai zincati: è ammesso l’uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali. I controlli e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura”.

Si valuterà, quindi, oltre la validità dei modelli esposti, anche l’entità dei benefici addotti dalla zincatura delle barre in termini di durabilità.

3.1.1 Specifiche costruttive dei campioni in calcestruzzo armato

I campioni oggetto del presente lavoro sono stati realizzati a forma di parallelepipedo retto a base quadrata così come riportato in Figura 66. Ciascun provino di calcestruzzo presenta altezza, H , pari a 90 cm e lato, L , pari a 30 cm. I campioni sono armati, in senso longitudinale, con 8 barre (4 nei vertici e 4 nella mezzeria di ogni lato) con copriferro effettivo di 3 cm così come previsto per la classe di esposizione a maggiore criticità XS1, definita dalle norme tecniche per le costruzioni del 14/01/2008

(corrosione da cloruri provenienti da acqua di mare). Come già anticipato le specifiche costruttive tendono a simulare:

- Pilastri progettati fino agli anni 1960-70 con armature lisce e passo delle staffe 0,40 m (P_v);
- Pilastri progettati dopo il 1970 con armature ad aderenza migliorata e passo delle staffe 20 cm (P_n); la stessa tipologia costruttiva è stata utilizzata per la realizzazione di pilastri futuristici, utilizzando, però, armature in acciaio zincato in luogo di armature in acciaio al carbonio.

I particolari costruttivi relativi ai provini in calcestruzzo armato realizzati per le misure sperimentali da condurre durante il presente lavoro sono riassunti in Tabella 13.

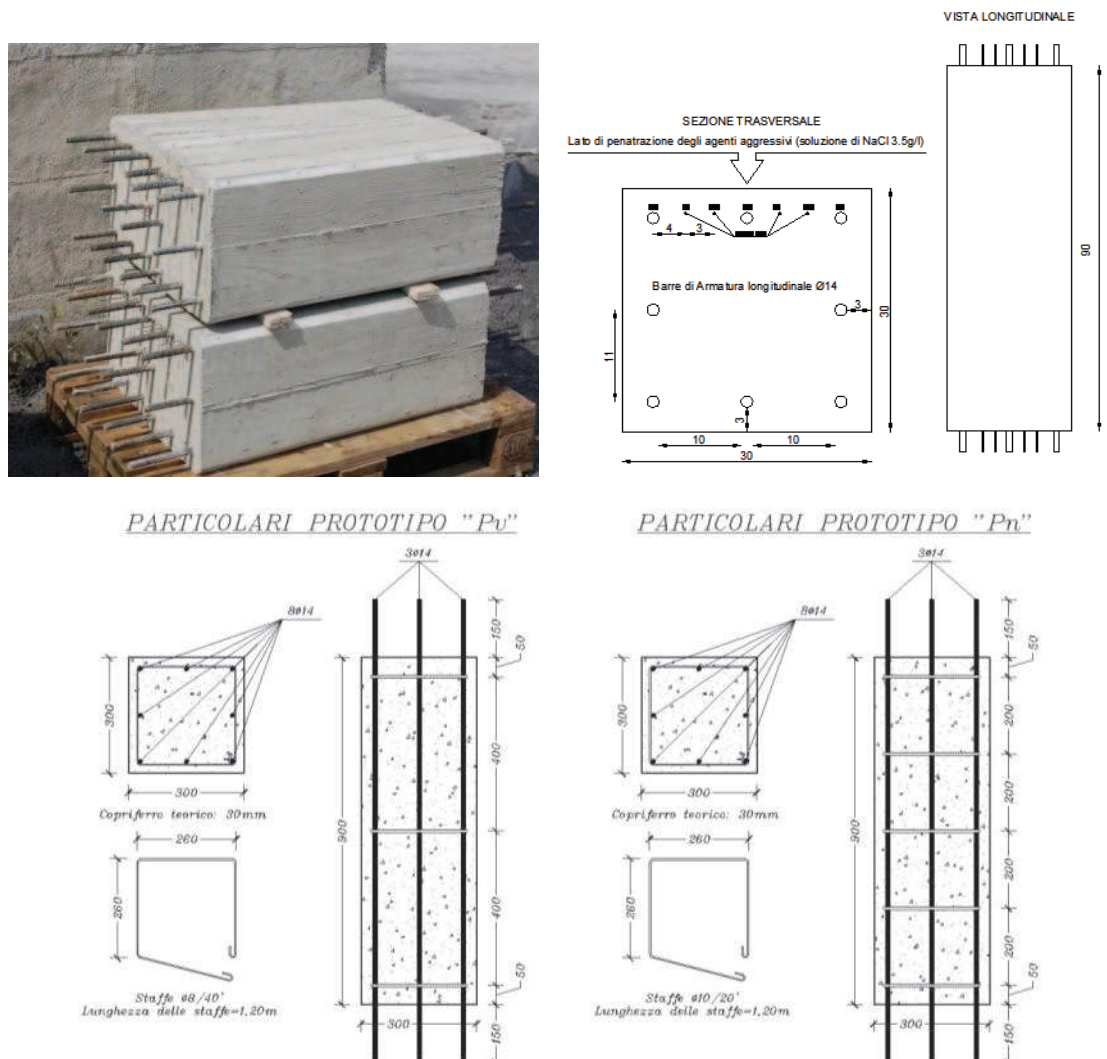


Figura 66: specifiche costruttive dei campioni in calcestruzzo armato simulanti edifici ante anni '70 ed edifici recenti

Tabella 13: particolari costruttivi dei campioni esaminati

	Altezza [m]	Dimensioni		Diametro delle barre longitudinali	Staffe
		B [m]	H [m]		
P _v	0,90	0,30	0,30	8Φ14	Φ8/'40
P _n	0,90	0,30	0,30	8Φ14	Φ10/'20

La realizzazione dei provini è stata effettuata presso la *G.T.M. Costruzioni s.r.l.*. Per lo studio dei fenomeni di durabilità degli elementi in calcestruzzo armato sono stati realizzati 3 getti, aventi le stesse specifiche in termini di mix design, in quanto sono state adoperate, in fasi distinte, tre tipologie di armature.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo si è fatto riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002 [58]; per il controllo della qualità, effettuato tramite il controllo della resistenza caratteristica su provini normalizzati, ovvero cubi di spigolo 150 mm, si è fatto riferimento a quanto indicato al punto 11.2.5 del *D.M. 14 gennaio 2008*. In Figura 67 si riportano alcune fasi della realizzazione e dell'accettazione dei cubetti in calcestruzzo armato.

Per il controllo della classe di lavorabilità è stato effettuato lo slump test (Figura 68), che consiste nel riempire un recipiente tronco-conico con tre strati successivi di calcestruzzo, opportunamente costipasti, e nella rimozione dello stampo dopo pochi secondi. Poi, si misura l'abbassamento al cono S (slump) per differenza fra l'altezza nominale dello stampo ($h_m=300$ mm) e quella del punto più alto del campione h_s , $S=h_m-h_s$.



Figura 67: realizzazione dei cubetti per prove di accettazione calcestruzzo e prova di schiacciamento



Figura 68: prova al cono di Abrams

Dalla misura dell'abbassamento relativo si deduce la classe di consistenza dell'impasto. Dalle norme UNI EN 206 – 2006 ed UNI 11104:2004 in base al risultato dello slump test, la classe di lavorabilità corrispondente è S3, consistenza semifluida, ideale per casi di elementi verticali mediamente armati.

Successivamente i campioni realizzati sono stati riposti in un ambiente chiuso ed umido favorendo la loro maturazione fino allo scassero avvenuto dopo 28 giorni dal getto.

Per facilitare le misure elettrochimiche, espone nel Capitolo 1, le armature sono state disposte in maniera tale da emergere dal blocco di calcestruzzo per una lunghezza pari a 15 cm come risulta evidente dalla Figura 69. Inoltre, nei provini sono state immerse delle barre in acciaio inox, diametro 3 mm, che assolveranno la funzione di contro elettrodi durante le prove di tipo elettrochimico.



Figura 69: posa in opera ultimata dei campioni di calcestruzzo armato

3.1.2 Tipologie di armature utilizzate

Come precedentemente evidenziato la realizzazione dei provini di calcestruzzo armato è stata eseguita utilizzando tre tipologie di armature al fine di poter verificare il degrado in opere di vecchia costruzione, attuali e futuristiche e per verificare il reale contributo alla riduzione della velocità di degradazione del processo di zincatura sulla superficie delle barre.

Le armature utilizzate per la simulazione delle strutture attuali fanno riferimento al D. M. 09 gennaio 1996. Le armature lisce FeB32k sono caratterizzate da una tensione di rottura non inferiore a 490 N/mm^2 , da una tensione di snervamento non inferiore a 315 N/mm^2 e da un allungamento di rottura non inferiore al 23%. Le armature ad adherenza migliorata FeB44k sono caratterizzate da una tensione di rottura non inferiore a 540 N/mm^2 , da una tensione di snervamento non inferiore a 430 N/mm^2 e da un allungamento di rottura non inferiore al 12%.

Con l'entrata in vigore del D. M. 14 settembre 2005, ripresa in toto dal D. M del 14/01/2008, l'acciaio nervato è denominato B450C (laminato a caldo) ed è caratterizzato da una tensione di rottura non inferiore a 540 N/mm^2 , da una tensione di snervamento non inferiore a 450 N/mm^2 e da un allungamento totale a carico massimo non inferiore al 7%; tale tipologia è utilizzabile anche dopo processo di zincatura.

Le armature utilizzate sono state sottoposte a prove di accettazione secondo quanto specificato al punto 11.3.2.10.4. del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

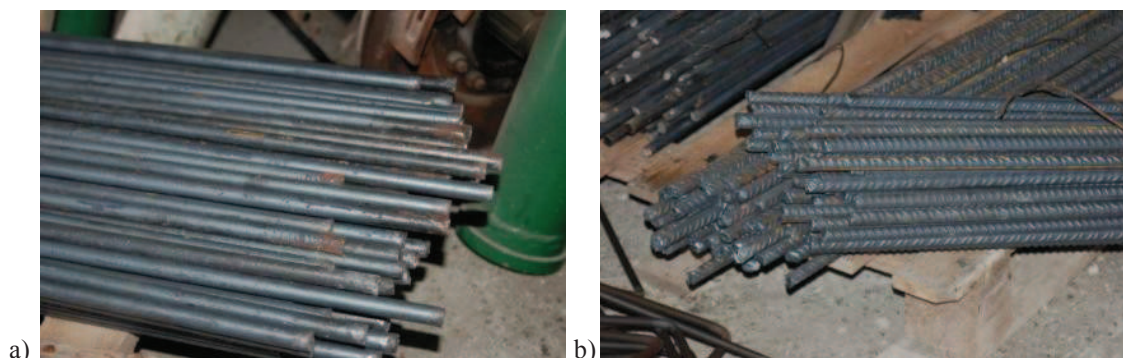


Figura 70: a) armature lisce utilizzate in edilizia fino agli anni '70 b) armature ad adherenza migliorata per costruzioni recenti



Figura 71: gabbia di armatura e provino con armatura in acciaio zincato

3.2 Prove di durabilità

Le prove di durabilità servono a precisare i meccanismi dei processi di degradazione, per mettere a punto nuovi materiali e nuovi metodi di protezione, per seguire il comportamento dei materiali in esercizio ed, infine, a corrosione avvenuta, per diagnosticarne le cause e porvi rimedio. L'ottenimento di dati significativi ed attendibili è legato alla possibilità di controllare i fattori di corrosione in gioco e di utilizzare tecniche appropriate. In particolare, le prove di laboratorio sono prove che forniscono dati di base relativi all'influenza dei fattori di corrosione fondamentali. Questi dati consentono di determinare la natura di un certo fenomeno corrosivo, il tipo di controllo cinetico cui è soggetto, di valutare il comportamento di materiali in certe condizioni ambientali o l'efficacia dei metodi di protezione. Una peculiarità delle prove di laboratorio è l'elevato grado di attendibilità dei risultati reso possibile dal rigoroso controllo delle caratteristiche ambientali, del materiale metallico e dall'accuratezza con cui si possono effettuare le prove stesse.

In questo lavoro, inoltre, i risultati saranno confrontati con i risultati ottenuti dalle modellazioni analitiche, al fine di una validazione sperimentale oggettiva e riproducibile.

Le tecniche di indagine sono quelle esposte nel Capitolo 1, effettuate su campioni che hanno subito un processo di degradazione accelerata mediante apposizione di un potenziale imposto di 5 Volt o mediante semplice immersione in soluzione salina al 3,5% peso.

L'interpretazione congiunta delle prove elettrochimiche e di caratterizzazione meccanica, ha consentito l'individuazione dei meccanismi di fessurazione che avvengono a seguito del processo di corrosione e la possibilità di calibrare un modello pratico-teorico per la diagnostica non distruttiva delle strutture in calcestruzzo armato.

Capitolo 4

Risultati Sperimentali.

In questo capitolo saranno discussi i risultati sperimentali relativi alle misure di durabilità ed i risultati più significativi delle prove di caratterizzazione meccanica effettuate sui provini di calcestruzzo armato oggetto di studio. I campioni sono stati sottoposti a corrosione accelerata e non accelerata da cloruri provenienti da acqua di mare.

4.1 Misure di durabilità in ambiente simulante corrosione da cloruri

Al fine di poter determinare il comportamento a corrosione di armature poste in calcestruzzo contaminato da cloruri, sono state condotte prove di corrosione accelerata, e sui campioni degradati sono state effettuate misure elettrochimiche in accordo con quanto descritto al Capitolo 1. Le caratteristiche geometriche dei campioni sono descritte al Capitolo 3.

Una completa disamina dei fenomeni di degradazione ha previsto il ricorso a prove elettrochimiche mediante condizioni di esposizione naturale in ambiente contenenti cloruri (soluzione al 3,5% in peso di NaCl) mentre la caratterizzazione

fisico-meccanica di strutture simulanti edifici esistenti e fortemente danneggiati è stata condotta mediante prove di degradazione accelerata tramite potenziale imposto (5 Volt).

4.1.1 Campioni sottoposti a processo di corrosione per esposizione naturale

Al fine di simulare l'esposizione di un pilastro/trave oggetto di indagine in ambiente contenente cloruri provenienti da acqua di mare, è stata realizzata un'apposita vaschetta in plexiglass sigillata sulla faccia esterna del calcestruzzo, all'interno della quale è stata immessa la soluzione salina, così come rappresentato in Figura 72. La presenza di ossigeno, promotore del processo corrosivo insieme ai cloruri, è garantita mediante l'accesso dalle superfici laterali dei campioni.

Nei successivi paragrafi saranno esposti i risultati sperimentali ottenuti dalle prove condotte sui campioni in calcestruzzo armato oggetto della campagna sperimentale. Le misure delle velocità ad ultrasuoni, V_{us} , sono state eseguite per punti sulle superfici critiche dei campioni. Per quanto concerne i campioni di calcestruzzo rinforzati mediante armature lisce le misure sono risultate essere pari a quattro per tutte e tre le facce oggetto di indagine.

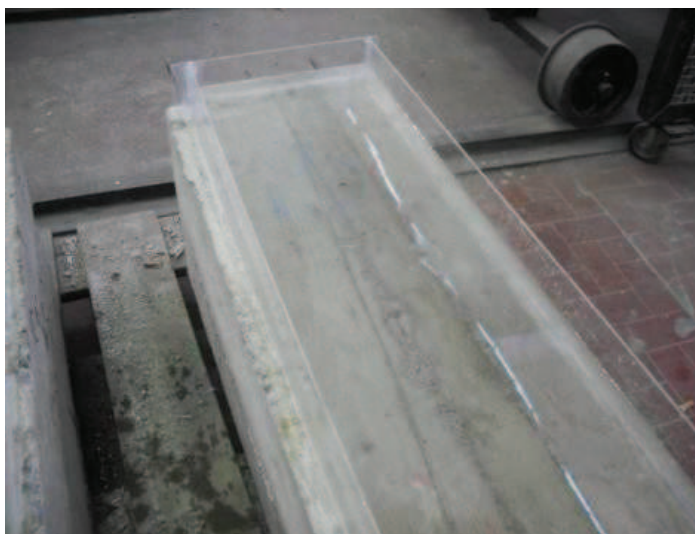


Figura 72: rappresentazione della cella costruita sulla superficie dei campioni in calcestruzzo armato

In Figura 73 si riporta una schematizzazione del campione con i relativi punti di misura.

In Figura 74 si riporta, invece, l'ubicazione dei punti di misura individuati sulle varie facce dei campioni indagati.

Nel caso dei provini in calcestruzzo rinforzati mediante barre ad adherenza migliorata e barre zincate il numero di misure è stato pari ad otto (tale differenza è dovuta al diverso passo delle staffe poste in essere in fase di progetto) per le facce superiore e laterale, quattro per quelle longitudinale.

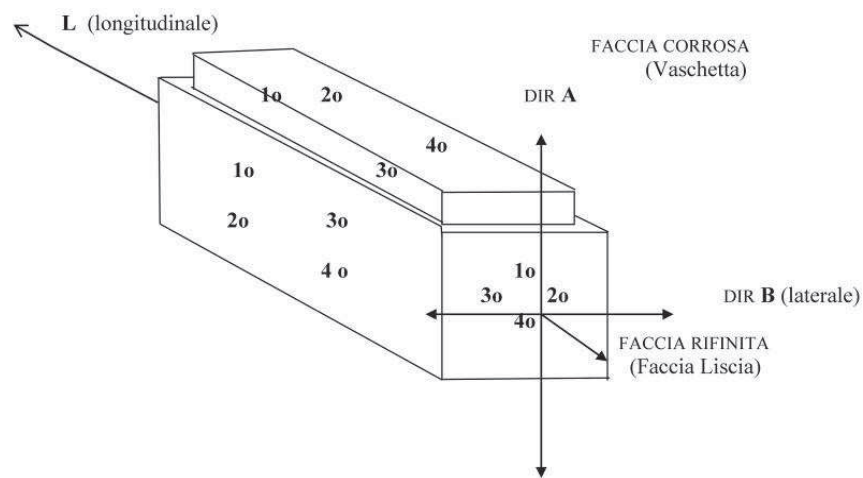


Figura 73: ubicazione dei punti di misura individuati sui campioni (barre lisce) oggetto di indagine ad ultrasuoni

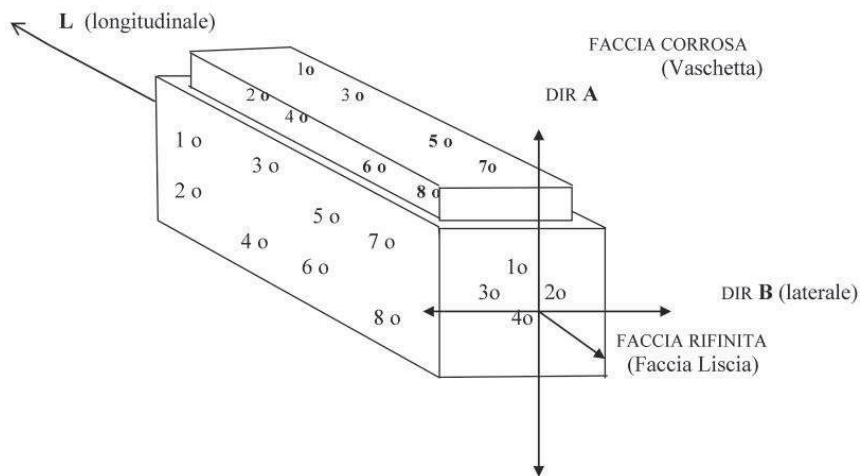


Figura 74: ubicazione dei punti di misura individuati sui campioni (barre ad adherenza migliorata e zincate) oggetto di indagine ad ultrasuoni

4.1.1.1 Strutture rinforzate mediante armatura liscia

Nelle Figure 75 e 76 si riportano, rispettivamente, la velocità, V_{corr} , ed il potenziale di corrosione, E_{corr} , e la resistività per il campione avente barre lisce (staffe passo 40 cm), tale da simulare pilastri posti in edifici reali costruiti fino agli anni '60/'70.

L'analisi dei diagrammi riportati nelle Figure 75 e 76 consente di rilevare che, successivamente ai primi giorni di test, in ascsisse, i valori della velocità e del potenziale di corrosione ed il valore della resistività del calcestruzzo. Essi raggiungono valori di plateau che restano mediamente invariati per i primi 300 giorni.

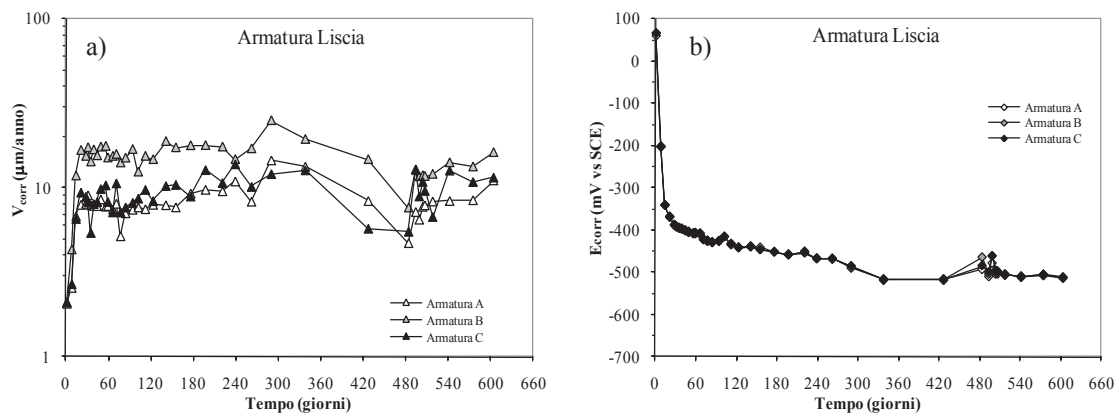


Figura 75: andamento in funzione del tempo a) velocità di corrosione e b) potenziale di corrosione

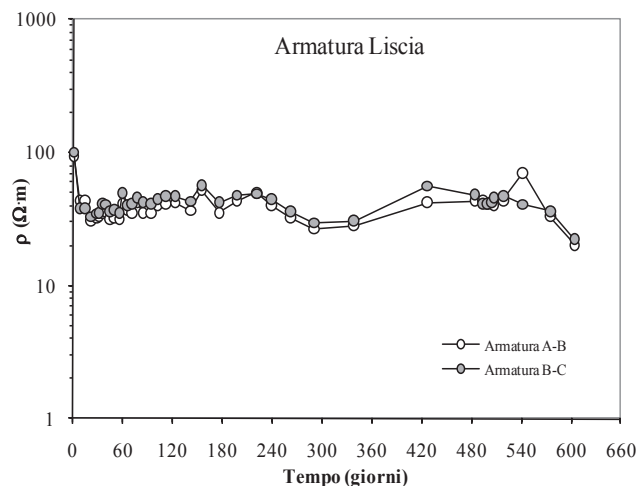


Figura 76: andamento del valore della resistività in funzione del tempo

In particolare, le velocità di corrosione rilevate si assestano in breve tempo intorno al valore di $20 \mu\text{m}/\text{anno}$ considerata una velocità con basso rischio corrosione; i potenziali di corrosione si assestano intorno al valore di -450 mV ; il valore della resistività è pari a circa $30 \Omega\text{m}$, con un abbattimento rispetto a quella iniziale di circa il 70%, indice dell'avvenuta penetrazione nel calcestruzzo di soluzione acquosa conduttiva contenente cloruri fino alla superficie delle barre. Tali valori sono sostanzialmente invariati per l'intero periodo di test (circa 600 giorni).

Di seguito, in Figura 77 si riporta l'andamento delle velocità degli ultrasuoni per i quattro campioni con armature lisce ed esposti a processo di corrosione per esposizione naturale, senza cioè, accelerare il processo di corrosione mediante l'imposizione di un potenziale.

La curva FNC_{Sup} (Faccia Non Corrosa Superiore) riporta i risultati delle misure nei punti 1 e 3 della faccia laterale, quella FNC_{Inf} (Faccia Non Corrosa Inferiore) i risultati delle misure nei punti 2 e 4 della faccia laterale, mentre la curva FC (Faccia Corrosa) riporta, invece, i risultati delle misure nei punti 1, 2, 3 e 4 della faccia corrosa.

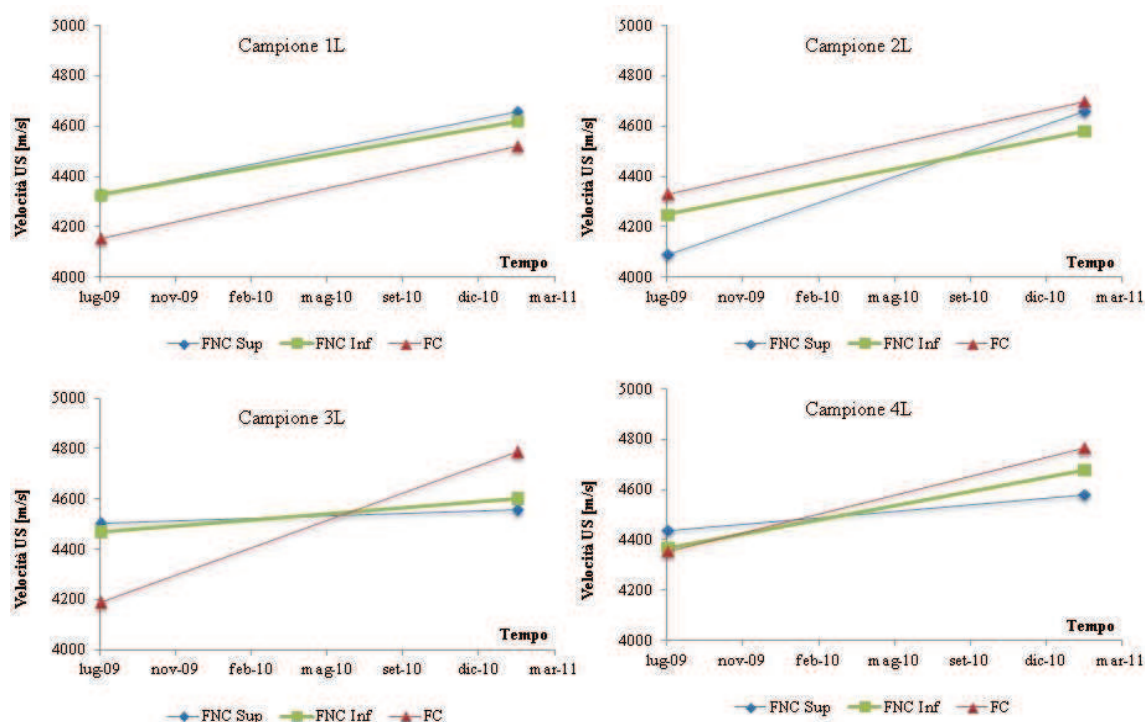


Figure 77: andamento del valore della velocità degli ultrasuoni per campioni armati con barre lisce esposti a corrosione naturale

Per tutti i campioni, e per tutte le facce, si può notare che le velocità degli ultrasuoni aumentano da valori iniziali medi intorno a 4.200 m/s fino a raggiungere velocità medie di circa 4.700 m/s dopo circa 18 mesi di esposizione naturale. L'aumento delle velocità può essere giustificato, in quanto, la maturazione del calcestruzzo non è ancora del tutto ultimata, e la presenza della soluzione acquosa, seppur aggressiva, restituisce un valore di U. R. ideale a favorire il processo di maturazione e curing del calcestruzzo. Il tenore di ioni cloruro sulla superficie delle barre non ha ancora raggiunto il valore critico, per cui non sono evidenti i “sintomi” della corrosione.

In Figura 78 si mostrano rispettivamente l'aspetto della faccia laterale e superiore del campione, dalle quali risulta evidente l'assenza di prodotti di corrosione.



Figure 78: Facce laterale e superiore di campioni esposti a corrosione naturale

4.1.1.2 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata

Nella Figure 79 e 80 si riportano rispettivamente, la velocità e il potenziale di corrosione, e la resistività per il campione armati con barre ad aderenza migliorata allo stesso grado di avanzamento del processo di corrosione presentato per il caso di campioni armati con barre lisce, mostrati in precedenza. L'analisi dei diagrammi mostra come l'andamento della velocità di corrosione è simile a quello della tipologia di campioni precedentemente esposto, e che, anche in questo caso, la velocità di plateau raggiunta è pari a circa 20 $\mu\text{m}/\text{anno}$ ma con una resistività del calcestruzzo prossima al valore di 50 Ωm , sintomo che una maggiore quantità di soluzione è penetrata nei pori.

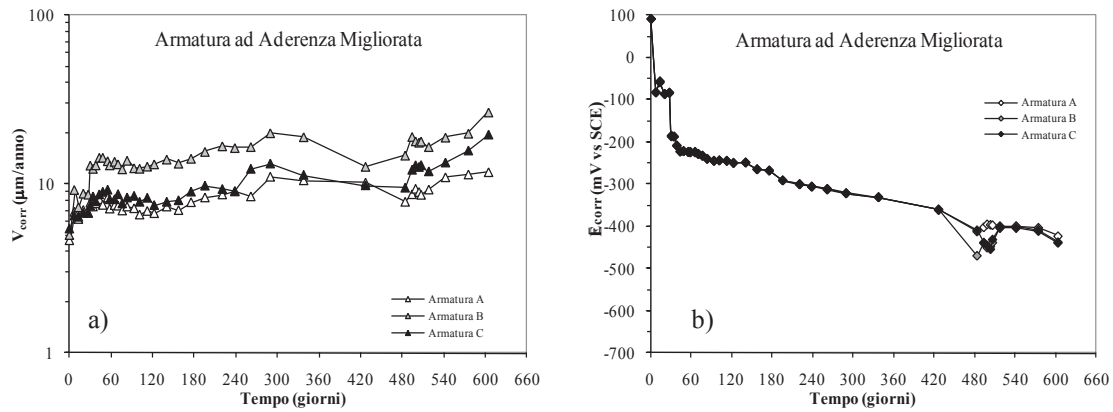


Figura 79: andamento in funzione del tempo a) velocità di corrosione e b) potenziale di corrosione

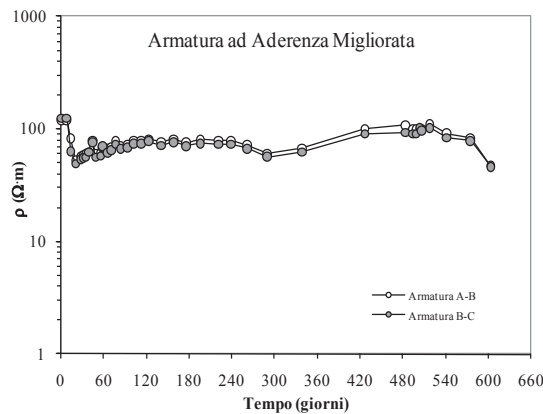


Figura 80: andamento del valore della resistività in funzione del tempo

Di seguito, in Figura 81 si riporta l'andamento delle velocità degli ultrasuoni per i quattro campioni con armature ad aderenza migliorata ed esposti a processo di corrosione per esposizione naturale.

Per tutti i campioni, e per tutte le facce, ad esclusione della FNC_{Sup} dei campioni 1AM (campione 1 armato con barre ad Aderenza Migliorata) e 2AM, si può notare che le velocità degli ultrasuoni, V_{us} , restano sostanzialmente invariate e pari ai valori iniziali di circa 4.500 m/s.

Questo dato fa presupporre che la maturazione del calcestruzzo sia in fase di ultimazione, in quanto si nota che alcune curve iniziano ad essere orizzontali o decrescenti, ma che non si apprezzano ancora, in maniera evidente, gli effetti della corrosione.

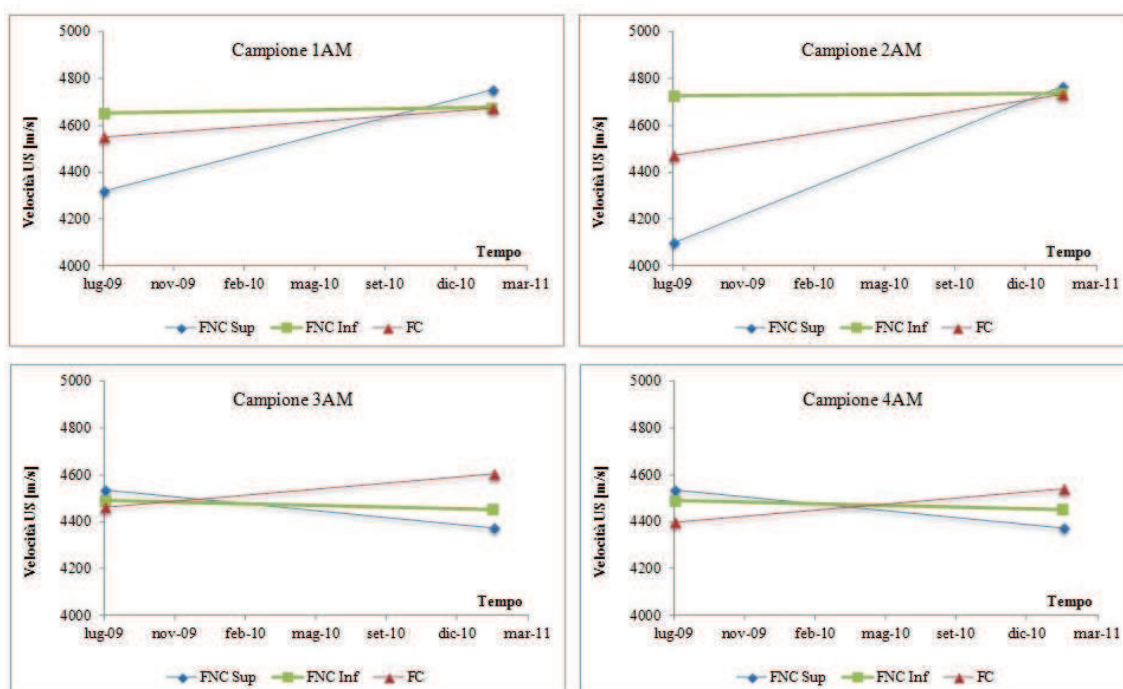


Figura 81: andamento del valore della velocità degli ultrasuoni per campioni armati con barre ad aderenza migliorata esposti a corrosione naturale

4.1.1.3 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata zincata

Nelle Figure 82 e 83 si riportano, rispettivamente, la velocità e il potenziale di corrosione, e la resistività per i campioni armati con barre ad aderenza migliorata zincate.

Come si può notare i valori della velocità di corrosione delle barre zincate, dopo una repentina crescita nei primi 20 giorni di test si assesta intorno a valori prossimi a $7 \mu\text{m}/\text{anno}$ (metà rispetto alle armature non zincate), nei successivi 120 giorni le velocità di corrosione tendono a diminuire, per poi crescere nuovamente ed assestarsi dopo 360 giorni di test intorno al valore di $10 \mu\text{m}/\text{anno}$ (valori di velocità ritenuti a basso rischio di corrosione e pari alla metà delle barre non zincate) con valori della resistività del calcestruzzo superiori ai $70 \Omega\text{m}$, con una perdita di solo il 30% della capacità resistiva.

Tale fenomeno è dovuto al fatto che lo zinco reagisce chimicamente con il calcestruzzo circostante rendendo meno poroso il calcestruzzo.

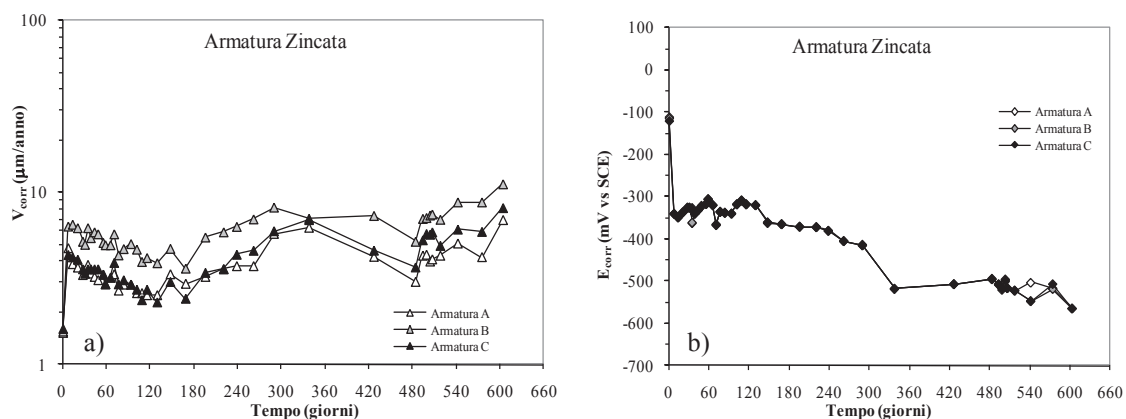


Figura 82: andamento in funzione del tempo a) velocità di corrosione e b) potenziale di corrosione

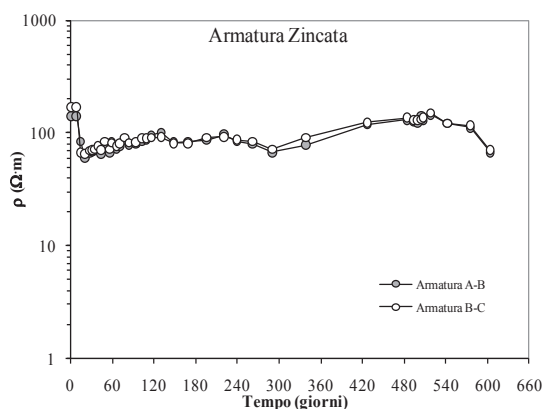


Figura 83: andamento dei valori della resistività in funzione del tempo

Nella Figura 84 si riporta l'andamento delle velocità degli ultrasuoni per i quattro campioni con armature ad aderenza migliorata zincate ed esposti a processo di corrosione per esposizione naturale.

Per tutti i campioni, e per tutte le facce, si può notare che le velocità degli ultrasuoni crescono al passare del tempo da valori di circa 4.600 m/s fino a circa 5.000 m/s. Questo dato denota che il processo di corrosione non si è innescato, e che la maturazione del calcestruzzo è ancora in via di evoluzione.

L'aspetto esteriore delle facce non è mostrato, in quanto esse risultano assolutamente prive di prodotti di corrosione.

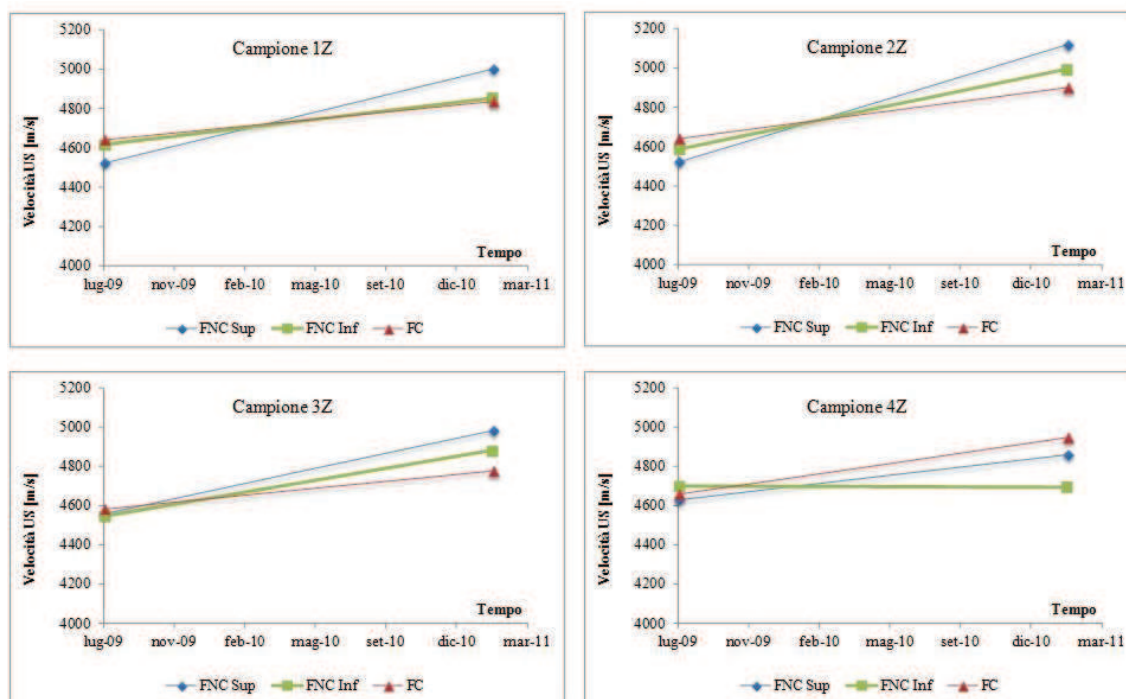


Figura 84: andamento del valore della velocità degli ultrasuoni per campioni armati con barre ad aderenza migliorata zincate esposti a corrosione naturale

4.1.2 Conclusioni preliminari - Test di corrosione naturale

In Figura 85 sono stati riportati i grafici relativi alla velocità di corrosione, al potenziale di corrosione ed alla resistività. Si è notato che le velocità di corrosione delle barre lisce ed ad aderenza migliorata risultano essere circa doppie (fino al 420mo giorno di prova) di quelle relative all'acciaio zincato, e comunque molto superiori per tutta la durata del test. È doveroso precisare che le velocità raggiunte (circa 20 $\mu\text{m}/\text{anno}$) consentono di affermare che il processo di degradazione di tali strutture ha superato la fase di innesco. Le barre si trovano, quindi, nella fase di propagazione con una velocità intermedia del processo corrosivo. Le quantità di ossido prodottesi, però, non sono ancora tali da essere notate sulla superficie esterna del calcestruzzo; tale fenomeno, tra l'altro, è caratteristico della corrosione da cloruri.

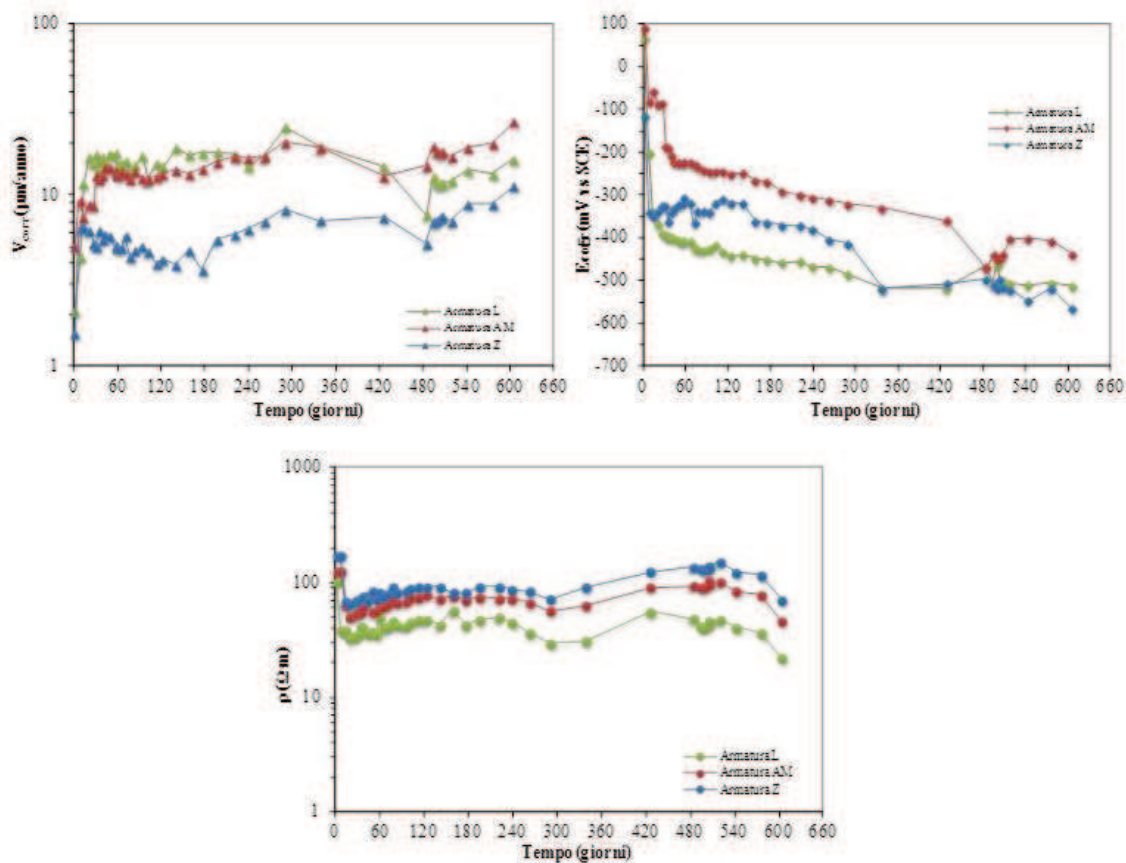


Figura 85: andamento velocità e potenziale di corrosione e resistività a confronto

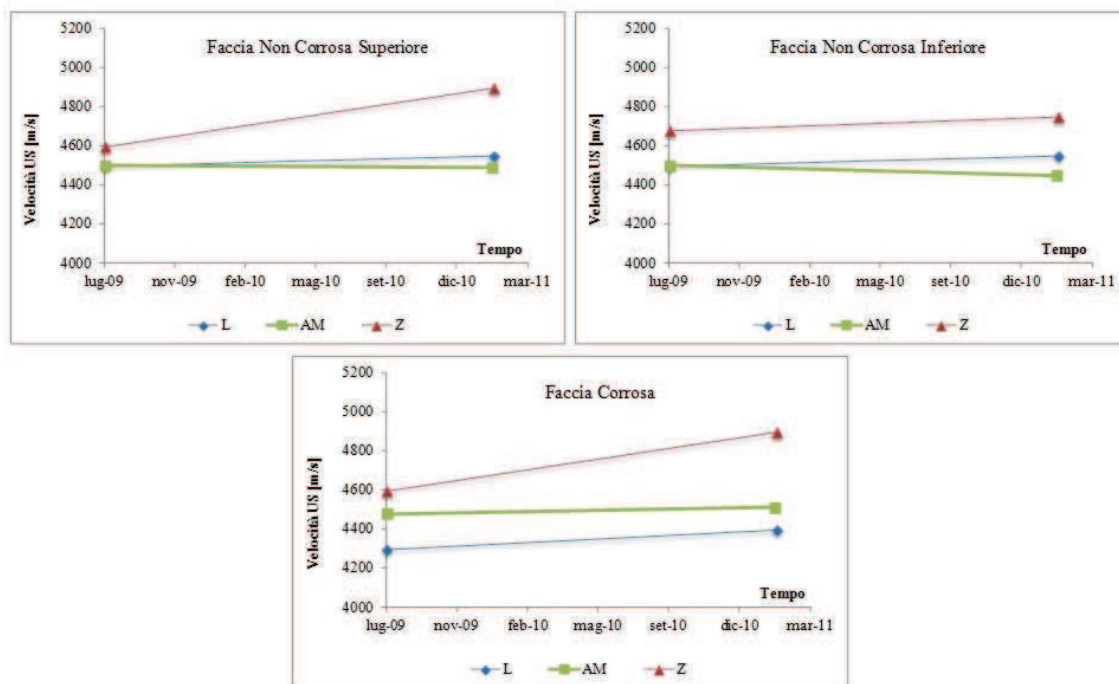


Figura 86: andamento velocità e potenziale di corrosione e resistività a confronto

Nella Figura 86 si riportano i risultati delle velocità degli ultrasuoni in relazione ai punti di misura ed alla tipologia costruttiva dell'elemento in esame. Come si può notare, i valori delle velocità degli ultrasuoni negli elementi armati con acciaio zincato hanno una tendenza a crescere, segno che gli effetti della maturazione offrono ancora un contributo maggiore rispetto a quello degli effetti della corrosione, mentre per elementi armati con barre non zincate, in cui l'avanzamento della corrosione è maggiore, i due effetti tendono ad annullarsi (contributi paragonabili tra loro) per cui, le velocità degli ultrasuoni restano sostanzialmente invariate. Tali tendenze confermano le deduzioni fatte in precedenza relative ai trend delle velocità di corrosione.

4.1.3 Campioni sottoposti a processo di corrosione accelerata mediante applicazione di una d.d.p.

Al fine di simulare in breve tempo processi di corrosione molto spinti su strutture in calcestruzzo armato ai campioni è stato imposto un potenziale anodico pari a 5 Volt tra le armature ed i contro-elettrodi in acciaio inox, appositamente immersi nel calcestruzzo in fase di getto, in direzione parallela alle barre di armatura. In questo tipo di test il tempo che sarà riportato nei grafici è quello effettivo durante il quale i campioni hanno subito il processo di accelerazione del fenomeno della corrosione.

4.1.3.1 Strutture rinforzate mediante armatura liscia

Nella Figura 87 e 88 si riportano, rispettivamente, la velocità e il potenziale di corrosione, e la resistività per il campione avente barre lisce e sottoposto a prove di corrosione accelerata.

Dall'analisi dei grafici si evince che, con questa configurazione di prova, il valore della velocità di corrosione non raggiunge un plateau, ma continua a crescere, anche se con pendenze sempre inferiori, fino a raggiungere, in poco più di 150 giorni, valori di penetrazione della degradazione prossimi o superiori ai 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$.

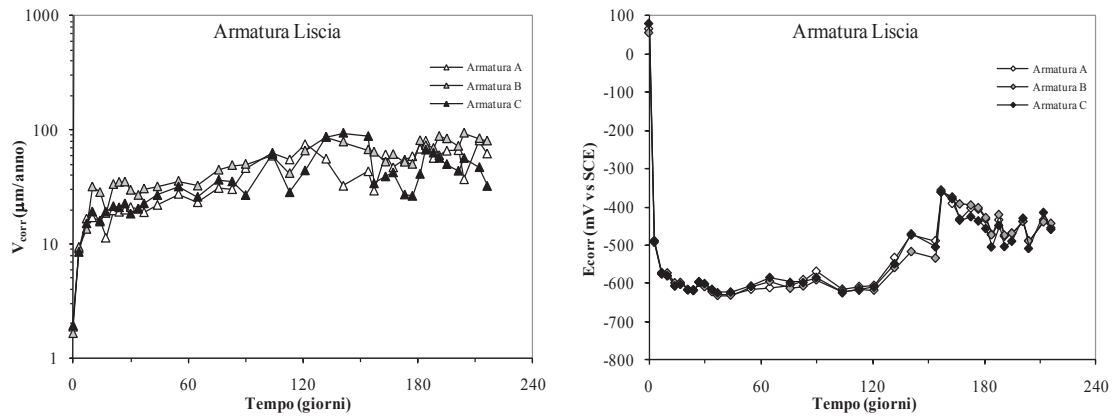


Figura 87: andamento delle velocità e dei potenziali di corrosione in funzione del tempo

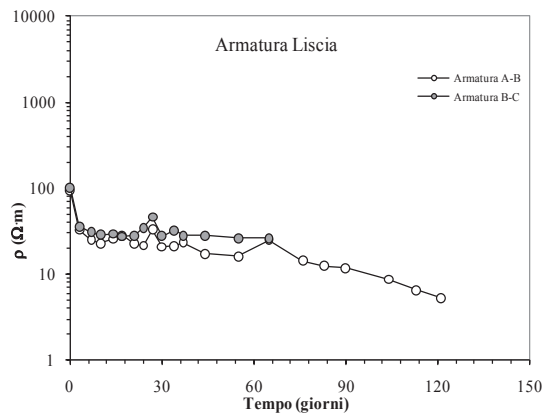


Figura 88: andamento della resistività in funzione del tempo

Allo stesso tempo è evidente che il processo di corrosione si è propagato in poco meno di 5 giorni dando luogo alla formazione di ossidi espansivi di ferro tali da generare uno stato tensionale in prossimità delle barre corrose. Tale fenomeno ha generato l'apertura di microfessure e, col tempo di fessure, e la conseguente diminuzione della funzione protettiva che il calcestruzzo del copriferro svolge nei confronti delle armature. In Figura 88, infatti, si può notare la brusca riduzione del valore della resistività del campione in calcestruzzo armato.

Le Figure 89 e 90 mostrano chiaramente la comparsa dei prodotti di ossidazione sulla superficie del campione ed il formarsi delle prime fessure (Figura 89b) e di uno stato fessurativo avanzato (Figura 89c).

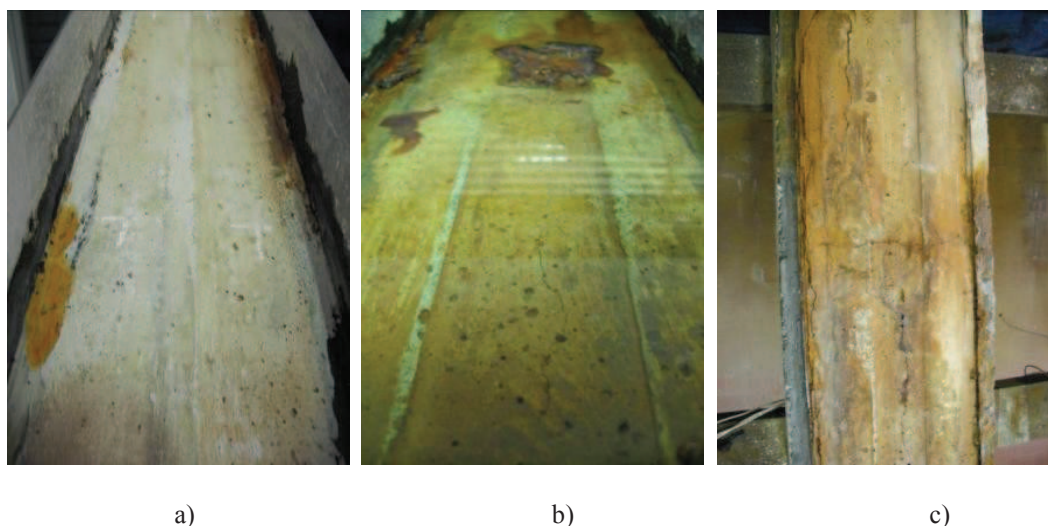


Figura 89: deterioramento della faccia esposta alla soluzione dopo circa a) 30 gg, b) 160 gg e c) 220 gg

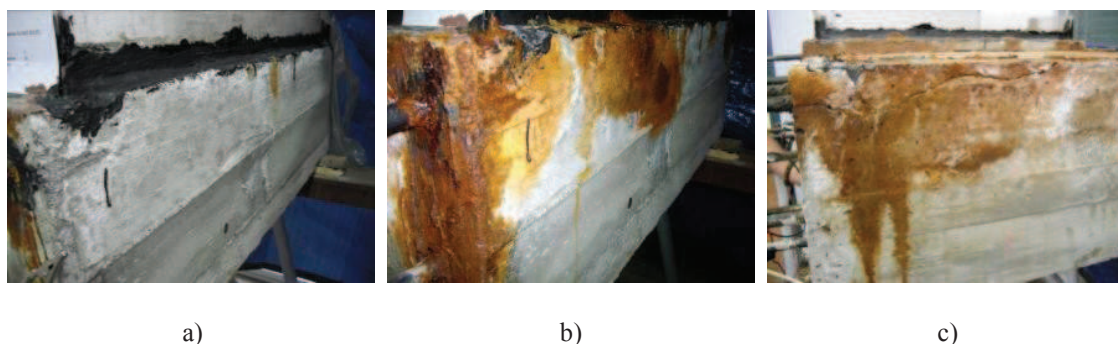


Figura 90: deterioramento della faccia laterale del campione dopo circa a) 30 gg, b) 160 gg e c) 220 gg

Dopo circa 160 giorni di test le fessure sulla superficie del calcestruzzo sono evidenti così come i prodotti del processo di corrosione. Dopo 220 giorni, le fessure risultano essere molto più ampie ed estese, inoltre, i prodotti di corrosione sono molto più diffusi, evidenziando che il processo di corrosione sta diventando generalizzato sulla superficie della barra in quanto il contenuto di cloruri su di essa supera l'1% in peso del contenuto di cemento. Nella Figure 91 e 92 sono riportati gli andamenti, nel tempo, rispettivamente del campione 1L (Campione 1 armato con barra Liscia) e del campione 2L, delle velocità degli ultrasuoni a) e l'andamento del degrado del calcestruzzo b) rappresentato dal parametro (V/V_0) dove V_0 rappresenta la velocità degli ultrasuoni registrata all'inizio della sperimentazione (prima dell'inizio del processo di corrosione accelerata) e V rappresenta la velocità degli ultrasuoni registrata per i vari step del processo di corrosione.

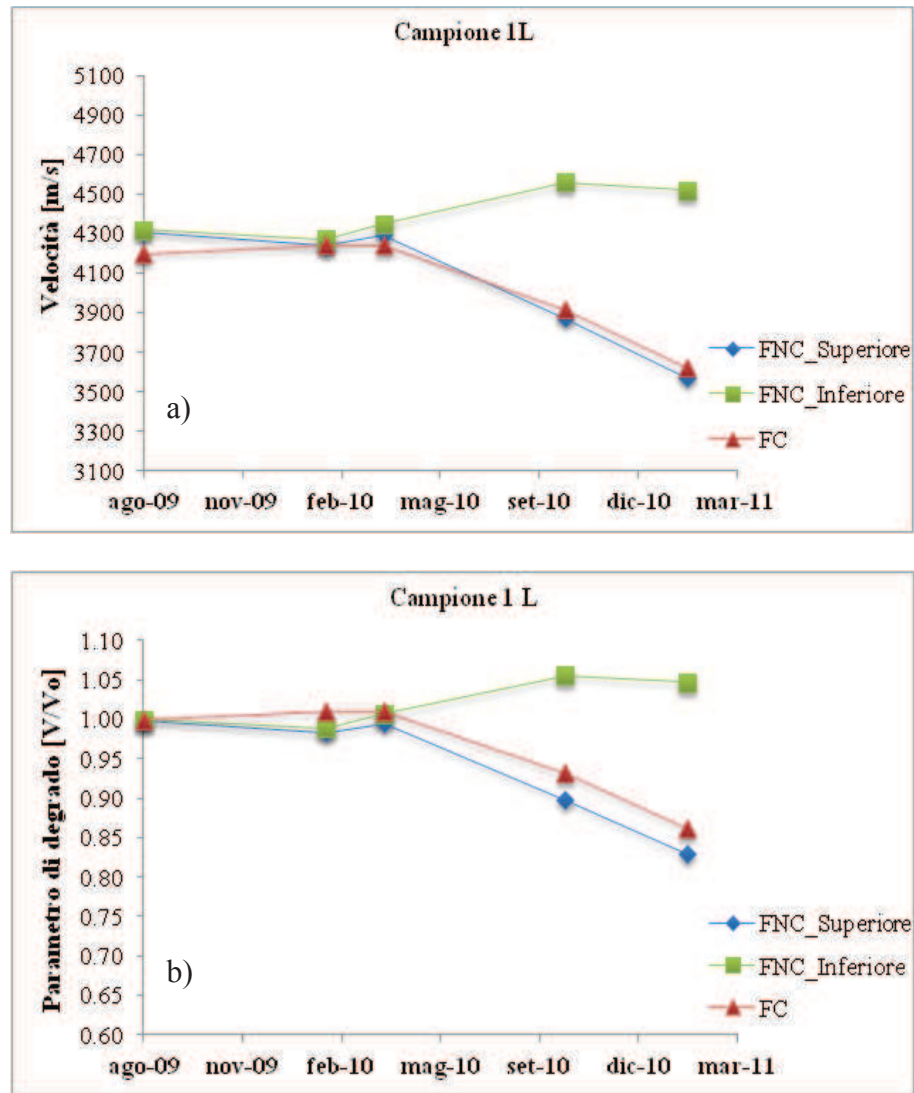
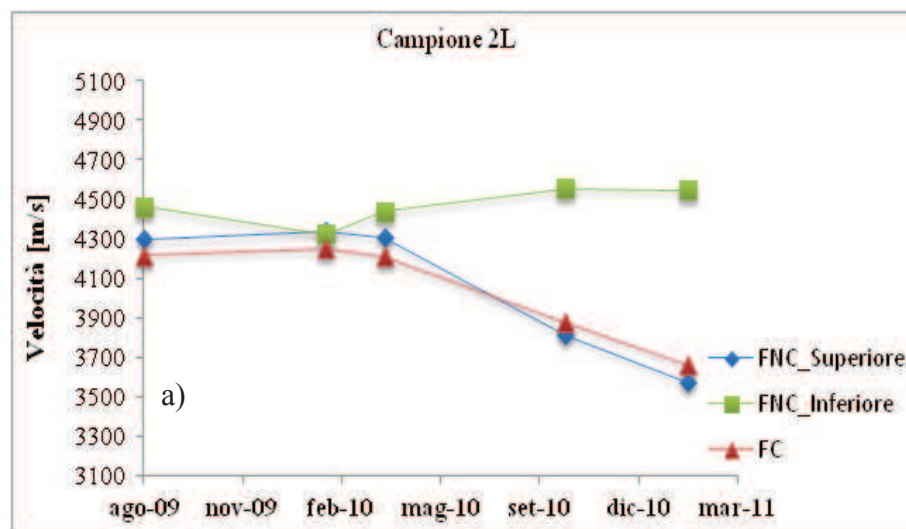


Figura 91: a) andamento della velocità degli ultrasuoni nel campione 1L, b) andamento del parametro di degrado nel campione 1L



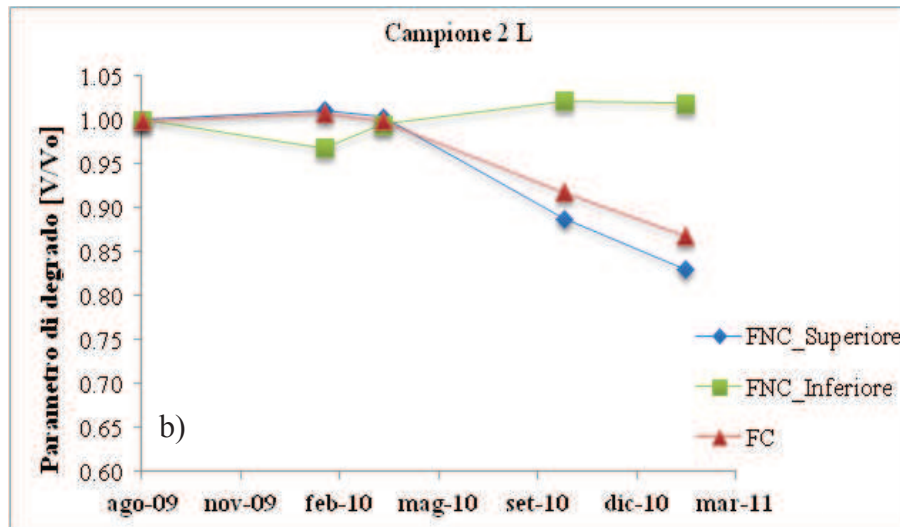


Figura 92: a) andamento della velocità degli ultrasuoni nel campione del campione 2L, b) andamento del parametro di degrado nel campione 2L

Dai grafici riportati nelle Figure 91 e 92 si evince che per il campione 1L, la velocità iniziale degli ultrasuoni registrata all'inizio della sperimentazione, V_0 , nell'agosto del 2009, è pari a circa 4.200 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni è differente in relazione delle zone di misura. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1 e 3) decresce con il tempo per diventare circa 3.700 m/s nel Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,83 circa rispetto ad un valore iniziale di 0,17; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore (punti 2 e 4) cresce leggermente fino a circa 4.500 m/s, sempre nel Febbraio 2011, il conseguente parametro di degrado (V/V_0) è sostanzialmente immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 3.600 m/s (Febbraio 2011), il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,85 circa, mentre il parametro di degrado iniziale era 0,15.

Per quanto riguarda il campione 2L, la velocità iniziale degli ultrasuoni, V_0 , registrata ad agosto 2009 è pari a circa 4.200 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni, anche in questo caso, è differente in relazione delle zone di misura. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1 e 3) decresce con il tempo per diventare circa 3.600 m/s nel Febbraio del 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta simile a quello del precedente campione 1L; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore

(punti 2 e 4) cresce leggermente fino a circa 4.600 m/s (Febbraio 2010), il conseguente parametro di degrado (V/V_0) è sostanzialmente immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 3.600 m/s (Febbraio 2011), il parametro di degrado (V/V_0) è pari 0,87 circa mentre la misura iniziale era pari a 0,13.

L'interpretazione delle misure della velocità degli ultrasuoni è rimandata al paragrafo 4.2, sia in merito ai campioni con armature lisce che per quelli ad aderenza migliorata e zincati.

4.1.3.2 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata

Nelle Figure 93 e 94 si riportano la velocità di corrosione, il potenziale e la resistività per il campione avente barre ad aderenza migliorata posto in condizioni di degrado accelerato.

Per tale tipologia di armatura si registrano, dopo appena 15 giorni di test, velocità di corrosione prossimi ai 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$ e valori molto bassi della resistività del calcestruzzo. Tale fenomeno è sicuramente da attribuire all'innescarsi del processo di corrosione delle barre di armatura ed alla presenza di uno stato tensionale e conseguente quadro fessurativo, così come evidenziato nelle seguenti Figure 95 e 96.

Anche in questo caso (Figura 96) si nota come il quadro fessurativo sia molto più evidente ed esteso. Il caratteristico colore dell'ossido di ferro, presente a macchie dopo 160 giorni, è diventato esteso dopo 220 giorni di test, sintomo che il processo di corrosione è ormai diffuso lungo tutta la barra.

Nelle Figure 97 e 98 sono riportati gli andamenti, nel tempo, rispettivamente del campione 1AM e del campione 4AM, delle velocità degli ultrasuoni (a) e l'andamento del degrado del calcestruzzo (b) rappresentato dal parametro (V/V_0) dove V_0 rappresenta la velocità degli ultrasuoni registrata all'inizio della sperimentazione (prima dell'inizio del processo di corrosione accelerata) e V rappresenta le velocità degli ultrasuoni registrata per i vari steps del processo di corrosione.

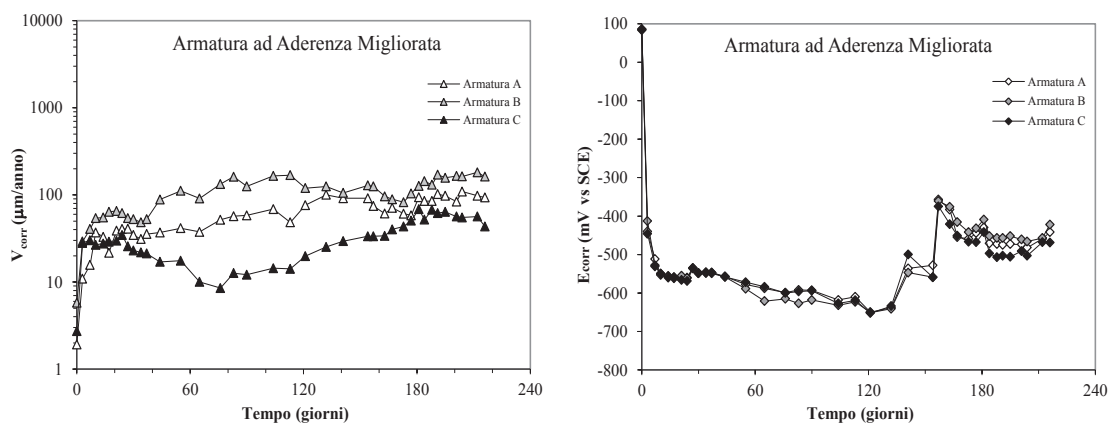


Figura 93: andamento della velocità e dei potenziali di corrosione in funzione del tempo

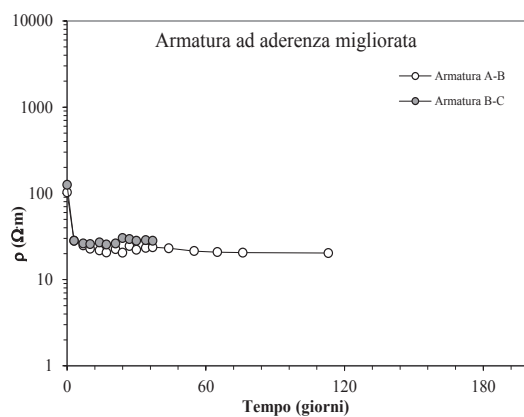


Figura 94: andamento resistività in funzione del tempo

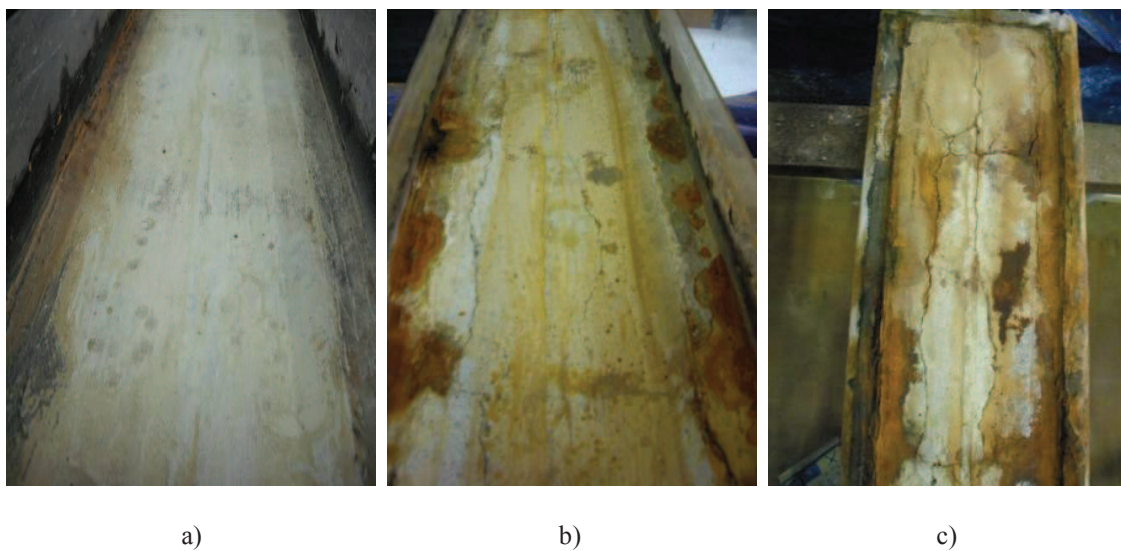


Figura 95: deterioramento della faccia esposta alla soluzione dopo circa a) 30, b) 160 e c) 220 giorni

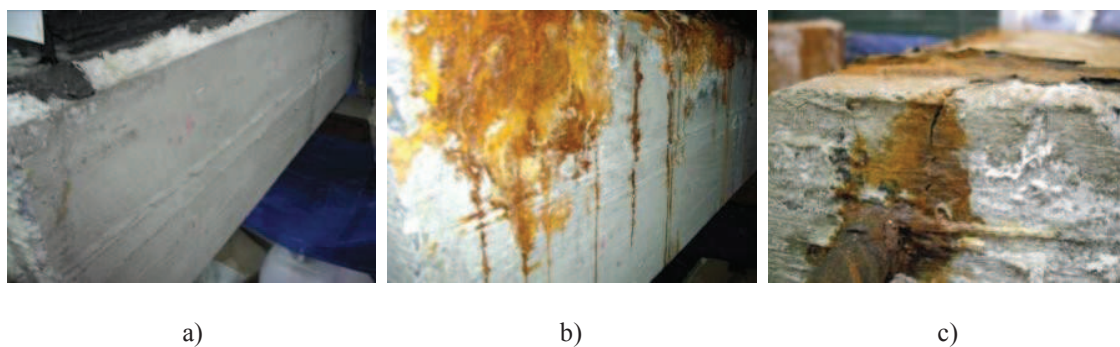


Figura 96: deterioramento della faccia laterale del campione dopo circa a) 30, b) 160 e c) 220 giorni

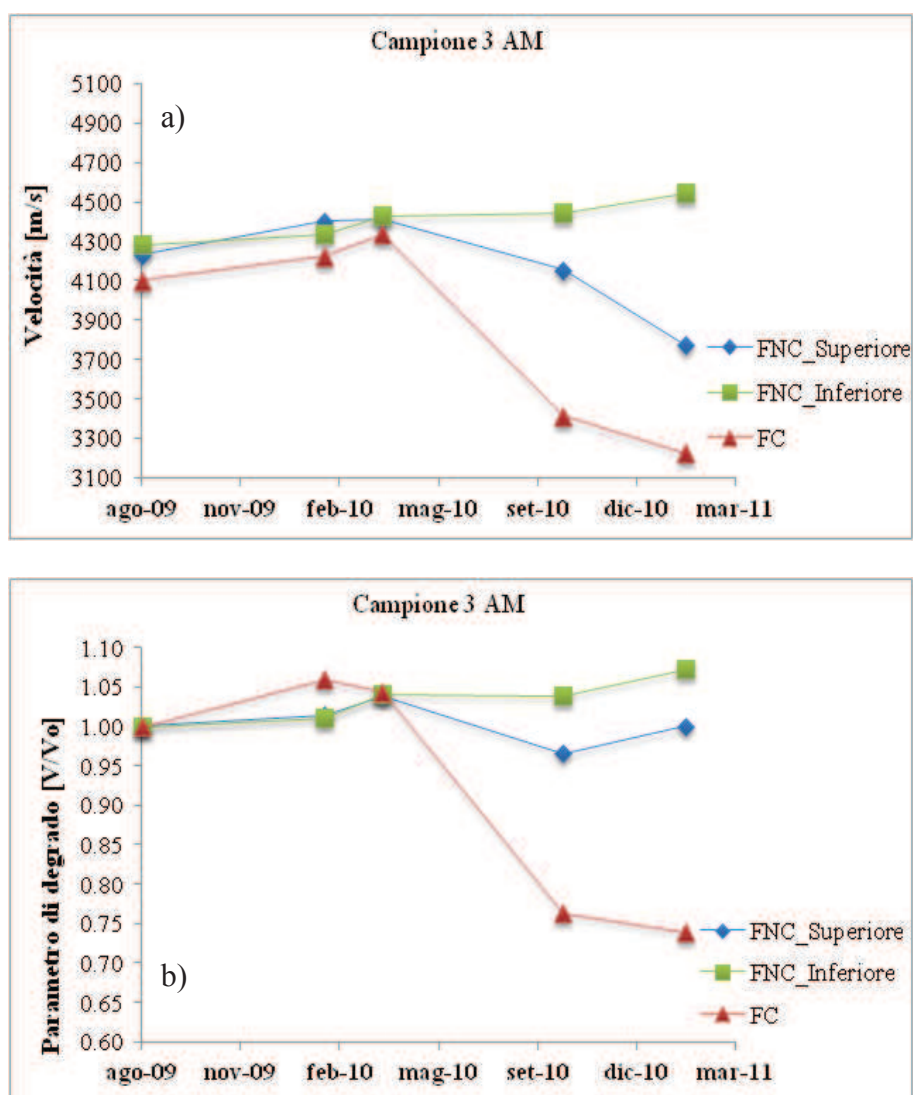


Figura 97: a) andamento della velocità degli ultrasuoni nel campione del campione 3AM, b) andamento del parametro di degrado nel campione 3AM

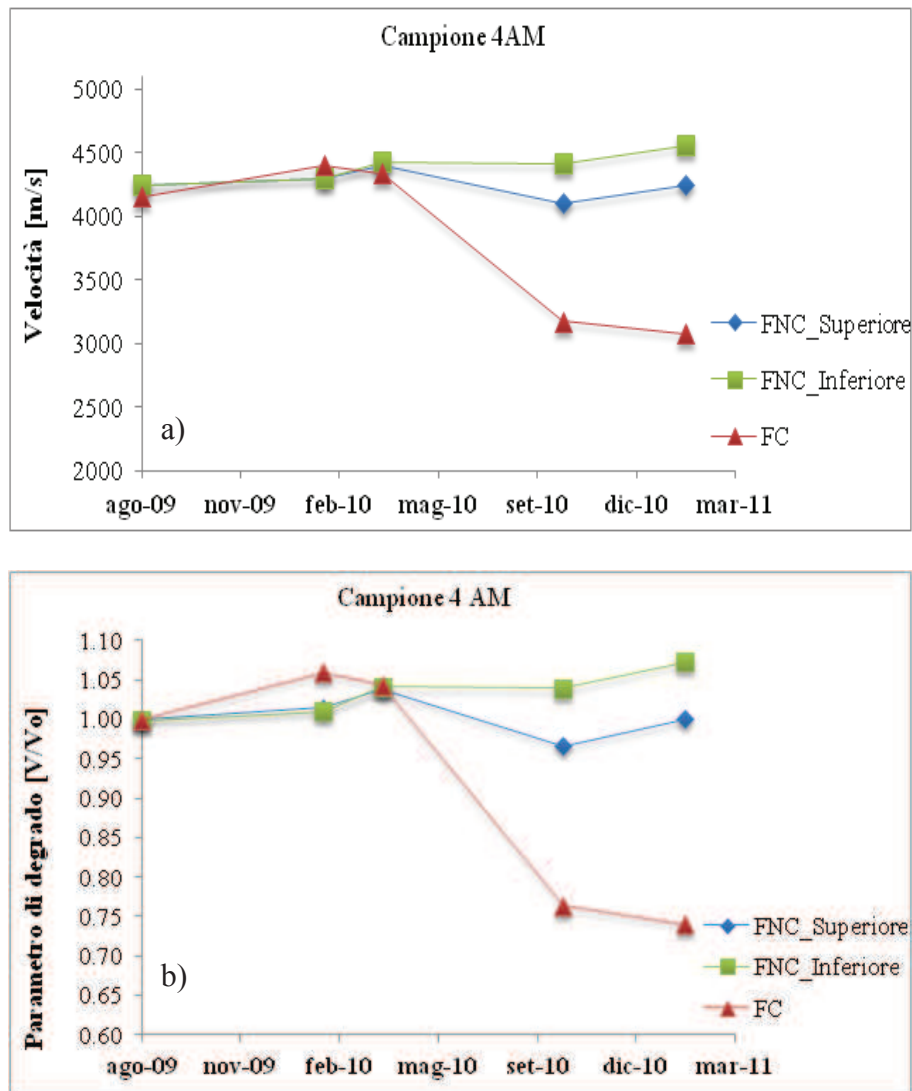


Figura 98: a) andamento della velocità degli ultrasuoni nel campione del campione 4AM, b) andamento del parametro di degrado nel campione 4AM

Dai grafici riportati nelle Figure 97 e 98 si evince che per il campione 4AM, la velocità degli ultrasuoni iniziale, V_0 , registrata ad agosto 2009 è pari a circa 4.200 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni è differente in relazione delle zone di misura, così come già evidenziato nel caso di campioni armati con barre lisce. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1, 3, 5 e 7) decresce con il tempo per diventare circa 3.800 m/s nel Febbraio del 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,90, mentre quello iniziale era pari a 1,00; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore (punti 2, 4, 6 e 8) cresce leggermente fino a circa 4.600 m/s nel Febbraio del 2010, il conseguente parametro di degrado (V/V_0) è sostanzialmente

immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 3.200 m/s nel Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,78, mentre inizialmente misurava 0,22.

Per quanto riguarda il campione 4AM, risulta che la velocità degli ultrasuoni iniziale, V_0 , registrata ad agosto del 2009 è pari a circa 4.200 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni è differente in relazione delle zone di misura. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1, 3, 5 e 7) risulta sostanzialmente immutata fino a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0), di conseguenza, risulta anch'esso immutato pari a 0,26; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore (punti 2, 4, 6 e 8) cresce leggermente fino a circa 4.600 m/s nel Febbraio del 2010, il conseguente parametro di degrado (V/V_0) è sostanzialmente immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 3.000 m/s a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,74, mentre il valore iniziale era pari a 0,26.

4.1.3.3 Strutture rinforzate mediante armatura ad aderenza migliorata zincata

Nelle Figure 99 e 100, si riportano gli andamenti della velocità di corrosione, del potenziale di corrosione e della resistività del calcestruzzo per i campioni rinforzati mediante armatura zincata e sottoposti a condizioni di corrosione da cloruri accelerate.

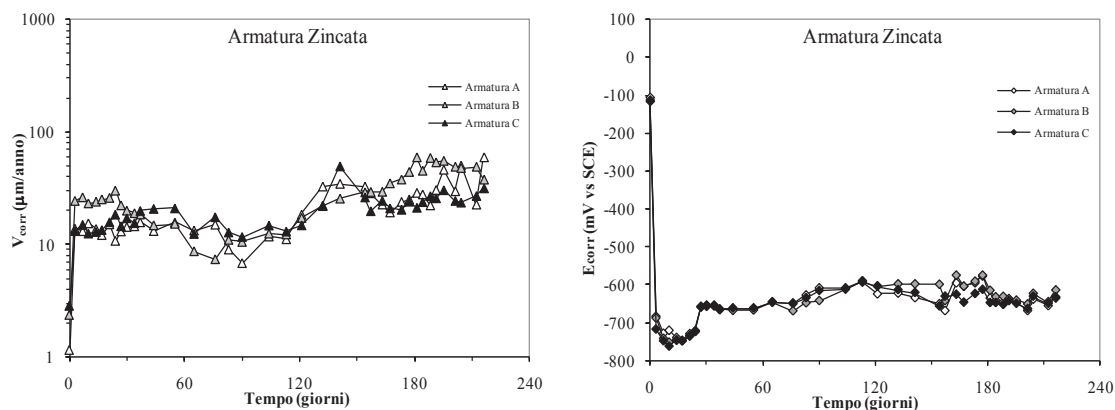


Figura 99: andamento della velocità e dei potenziali di corrosione in funzione del tempo.

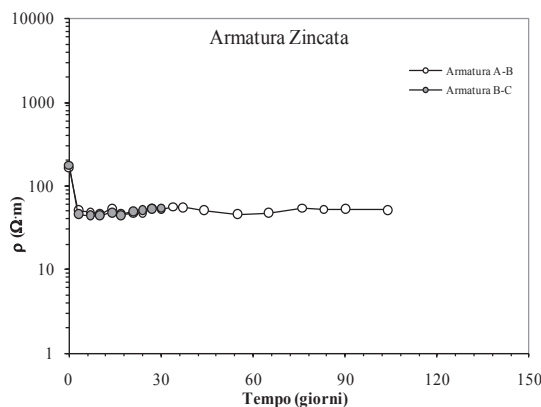


Figura 100: andamento della resistività in funzione del tempo

È possibile notare che, nonostante la tipologia di prova accelerata sia la stessa utilizzata per i campioni con armature non zincate, in questo caso la velocità di corrosione della barra rimane molto bassa (ben al di sotto di 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$ registrati in precedenza) ed in particolar modo decresce dopo 45 giorni di test. Quanto detto trova spiegazione nel fatto che alla formazione di prodotti di corrosione dello zinco che, reagendo con il calcestruzzo circostante le barre, determina dei legami chimici molto forti, tali da favorire un incremento dell'aderenza, ed il riempimento delle porosità. In questo modo si crea una resistenza aggiuntiva alla penetrazione degli ioni cloruro. Quanto detto trova ulteriore conferma nell'andamento dei valori della resistività in funzione del tempo di esposizione dai quali si evince un valore maggiore rispetto a quello misurato nei precedenti due casi.

A conferma di quanto detto, si riporta nelle seguenti Figure 101 e 102 una documentazione fotografica dalla quale si evince che la superficie dei campioni in calcestruzzo rinforzati con barre in acciaio zincato, non subisce mutamenti sostanziali nel tempo, se non intorno al 200esimo giorno di esposizione ai cloruri e test accelerati. Non si ha però, ancora, nonostante la formazione di ossido di acciaio, la comparsa di fessure visibili. Nelle Figure 103 e 104 sono riportati gli andamenti, nel tempo, rispettivamente del campione 5Zn (campione 5 con armatura Zincata) e del campione 6Zn, delle velocità degli ultrasuoni a) e l'andamento del degrado del calcestruzzo b) rappresentato dal parametro (V/V_0) dove V_0 rappresenta la velocità iniziale degli ultrasuoni registrata all'inizio della sperimentazione (prima dell'inizio del processo di corrosione accelerata) e V rappresenta le velocità degli ultrasuoni registrata per i vari steps del processo di corrosione.



a)

b)

c)

Foto 101: deterioramento della faccia esposta alla soluzione dopo circa a) 30, b) 160 e c) 220 giorni

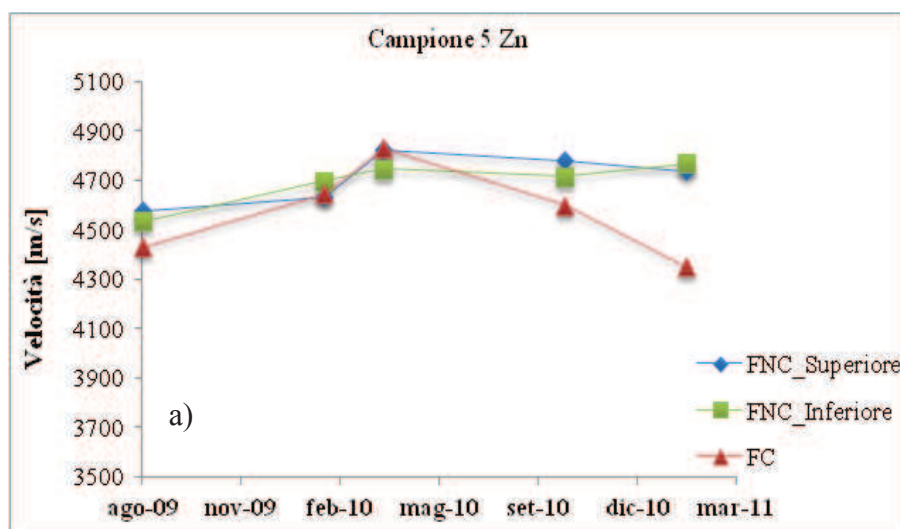


a)

b)

c)

Foto 102: deterioramento della faccia non esposta alla soluzione dopo circa a) 30, b) 160 e c) 220 giorni



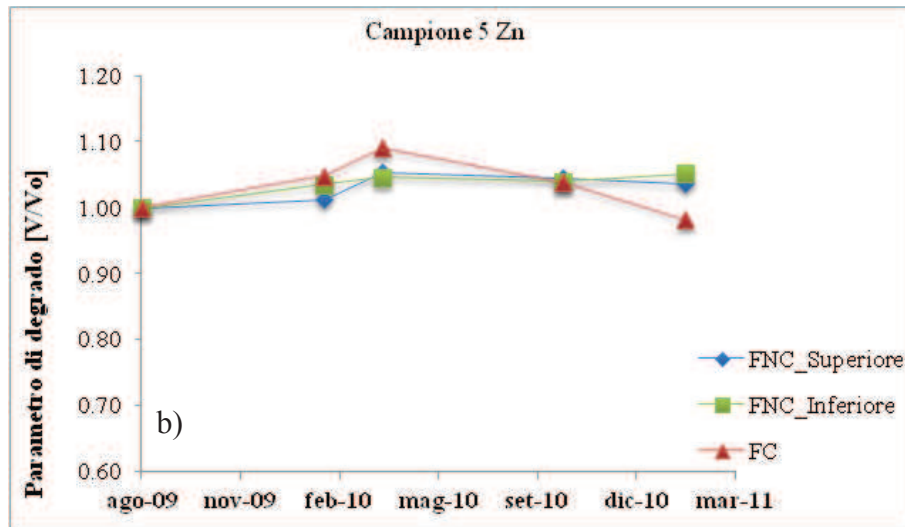


Figura 103: a) andamento della velocità degli ultrasuoni nel campione del campione 5Zn, b) andamento del parametro di degrado nel campione 5Zn

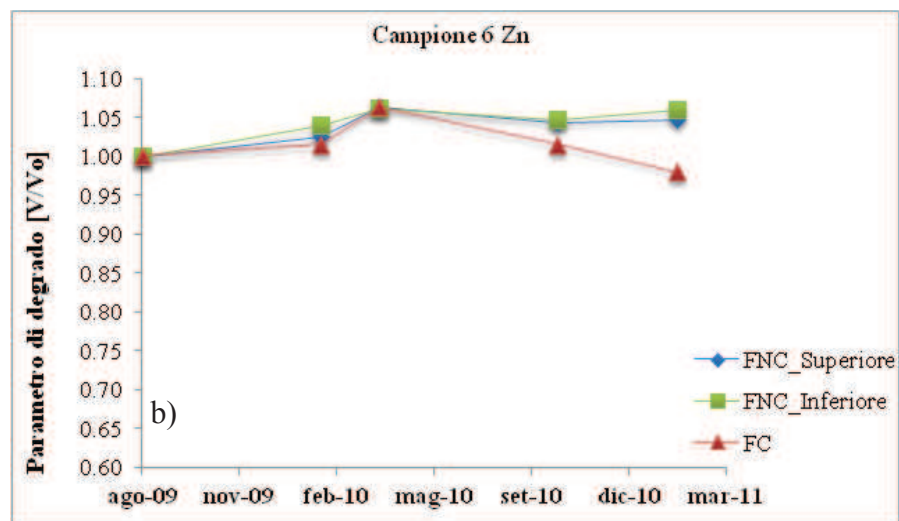
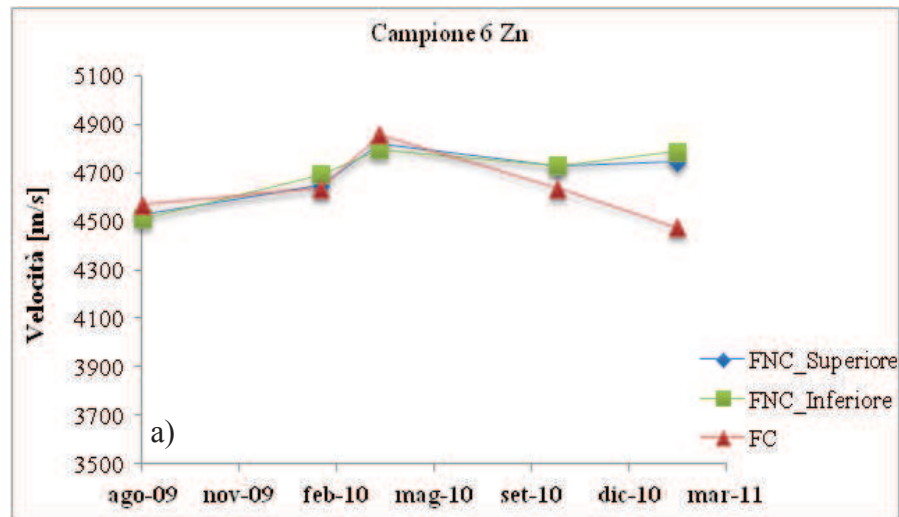


Figura 104: a) andamento della velocità US nel campione del campione 6Zn, b) andamento del parametro di degrado nel campione 6Zn

Dai grafici riportati nelle Figure 103 e 104 si evince quanto che per il campione 5Zn, la velocità degli ultrasuoni iniziale, V_0 , registrata nell'agosto del 2009 è pari a circa 4.400 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni è differente in relazione delle zone di misura. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1, 3, 5 e 7) resta sostanzialmente invariata fino a Febbraio del 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta invariato; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore (punti 2, 4, 6 e 8) resta sostanzialmente invariata fino a Febbraio 2011, il conseguente parametro di degrado (V/V_0) è sostanzialmente immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 4.300 m/s a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,98, mentre quella iniziale era 0,02. Per il campione 6Zn, la velocità degli ultrasuoni iniziale, V_0 , registrata ad agosto 2009 è pari a circa 4.600 m/s. L'andamento nel tempo delle velocità degli ultrasuoni è differente in relazione delle zone di misura. In particolare: i) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale superiore (punti 1, 3, 5 e 7) risulta sostanzialmente immutata fino a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0), di conseguenza, risulta anch'esso immutato; ii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia laterale inferiore (punti 2, 4, 6 e 8) risulta sostanzialmente immutata fino a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0), di conseguenza, risulta anch'esso immutato; iii) la velocità degli ultrasuoni dei punti di misura lungo la faccia corrosa decresce con il tempo per diventare circa 4.400 m/s a Febbraio 2011, il parametro di degrado (V/V_0) risulta pari a 0,96, mentre il valore iniziale era di 0,04.

4.1.4 Conclusioni preliminari – Test di corrosione accelerata

In questo paragrafo sono discussi i risultati sperimentali relativi alle misure elettrochimiche condotte su campioni di calcestruzzo armato in condizioni di degradazione accelerata da cloruri. Risulta utile, pertanto, confrontare (Figure 105 e 106) i valori di velocità di degradazione, potenziale di corrosione e resistività elettrica del calcestruzzo, per le tre tipologie di armature utilizzate nella realizzazione dei provini.

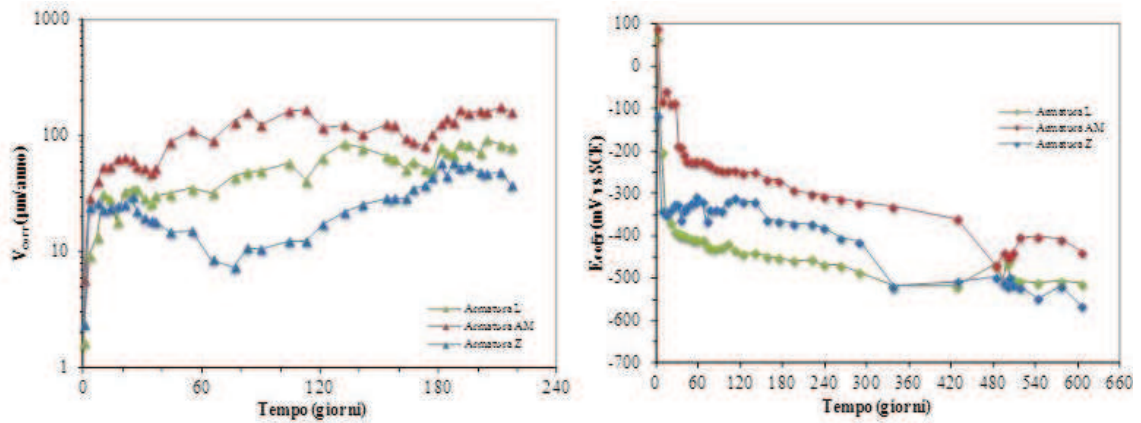


Figura 105: confronto fra le velocità ed i potenziali di corrosione per le tre tipologie di armature

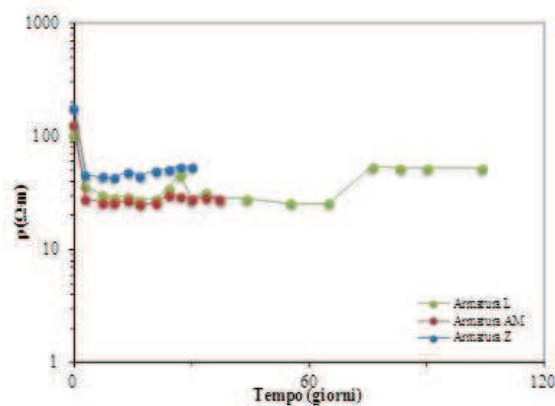


Figura 106: confronto tra le resistività elettriche per le tre tipologie di barra

Dall'analisi delle velocità di corrosione appare evidente che le barre in acciaio al carbonio, lisce od ad aderenza migliorata, presentano uno stesso andamento crescente nel tempo fino a raggiungere valori molto elevati (superiori ai 100 $\mu\text{m}/\text{anno}$) e conseguente fessurazione del copriferro, con lesioni gravi già intorno ai 150 giorni di test che determinano un nuovo tratto ascendente della curva di velocità ed un salto nelle curve di potenziale. È possibile affermare, pertanto, che col passare del tempo, applicando un potenziale anodico alla barra si stimola il processo corrosivo e la dissoluzione dell'acciaio che si traduce in una riduzione della sezione utile della barra e nella formazione di prodotti di corrosione molto voluminosi.

Allo stesso tempo, dai diagrammi sopra rappresentati, si evince che le velocità di corrosione delle armature ad aderenza migliorata sono più elevate rispetto a quelle rilevate sullo stesso campione con armature lisce. L'analisi dei valori delle resistività consente di affermare che la qualità dei due calcestruzzi (getto di cls con armature lisce

e ad aderenza migliorata) è confrontabile. I valori di resistività, infatti, sono pressappoco sovrapponibili per l'intera durata della prova. La differente velocità di corrosione misurata potrebbe essere dovuta alla differente superficie specifica delle armature. Avendo utilizzato nel calcolo della velocità di corrosione il diametro effettivo delle barre, si sono valutate allo stesso modo le due superfici per i campioni lisci (superficie nominale) e per quello ad aderenza migliorata (superficie effettiva superiore a quella nominale).

Occorre sottolineare, infine, l'ottimo comportamento alla corrosione delle armature in acciaio zincato con valori della velocità di corrosione e della resistività elettrica tali da garantire una maggiore durabilità del manufatto. Quanto detto trova definitiva conferma nell'analisi delle immagini riportate in Figura 107 in cui si rilevano le conseguenze del processo corrosivo in atto per i campioni rinforzati con armature in acciaio al carbonio mentre non si rileva alcun segno di degradazione per il manufatto armato mediante barre in acciaio zincato.

Anche per quanto concerne la superficie laterale dei provini (estremità superiore in riferimento alla barra posta sotto tensione) si osserva il progredire di un processo di degradazione nel tempo con una visibile riduzione della velocità degli ultrasuoni. Quanto detto è chiaramente visibile in Figura 108.

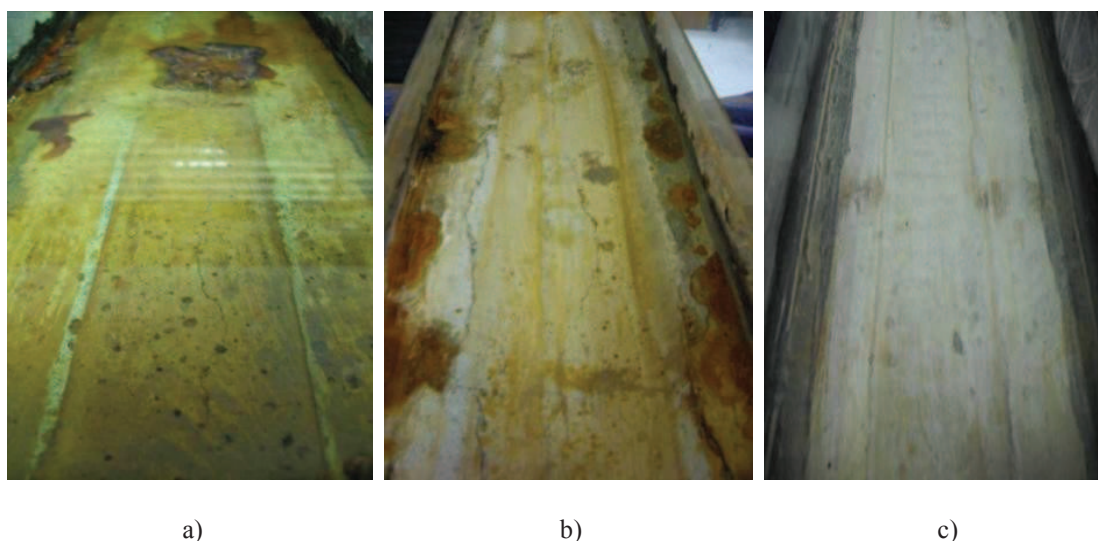


Foto 107: deterioramento delle superfici esposte all'azione dei cloruri dopo 160 giorni per un campione con armatura a) liscia, b) ad aderenza migliorata c) zincata



a)

b)

c)

Foto 108: deterioramento delle superfici esposte all'azione dei cloruri dopo 220 giorni per un campione con armatura a) liscia, b) ad adherenza migliorata c) zincata



a)

b)

c)

Foto 109: deterioramento delle superfici esposte all'azione dei cloruri dopo 160 giorni per un campione con armatura a) liscia, b) ad adherenza migliorata c) zincata

Per quanto concerne la superficie inferiore, calcestruzzo non contaminato da cloruri ed assenza di corrosione della barra, non sono stati rilevati decrementi della velocità di trasmissione degli ultrasuoni in virtù dell'assenza di degradazione del calcestruzzo. Appare altresì chiaro che nel caso di campione rinforzato con barre in acciaio zincato, la velocità di trasmissione degli ultrasuoni risulta essere più elevata rispetto a quella rilevata per gli altri provini. Questo, in accordo con le misure di resistività del calcestruzzo presentate nei paragrafi precedenti, consente di affermare che il getto realizzato per l'esecuzione dei campioni armati mediante barre zincate, seppure utilizzando lo stesso mix design degli altri due casi, ha un migliore grado di omogeneità da attribuire ad una probabile migliore vibrazione e maturazione con conseguente

riduzione del numero di vuoti e quindi della porosità del conglomerato ed un minore grado di degrado dovuto alla fessurazione indotta dai prodotti di corrosione.

Per quanto attiene al degrado delle proprietà meccaniche le prove NDT, in particolare le prove con ultrasuoni, mostrano un differente degrado dei campioni in relazione al tipo di barra utilizzato. In particolare il processo di corrosione innesca un fenomeno di degrado del calcestruzzo che interessa maggiormente la zona direttamente esposta agli agenti aggressivi. Esso, quindi, interessa dapprima la faccia corrosa (quella direttamente a contatto con la soluzione aggressiva) per poi espandersi nella porzione di calcestruzzo della faccia laterale superiore. Il processo di degrado è sensibilmente differenziato in relazione al tipo di barra; cioè il degrado del calcestruzzo è evidente nei campioni con barre non zincate, siano esse lisce che ad adherenza migliorata, ed è contenuto per gli elementi armati con barre zincate. Inoltre, quando il processo di corrosione giunge ad un livello significativo le barre ad adherenza migliorata provocano un maggior degrado del calcestruzzo, invece il processo di degrado degli elementi armati con barre zincate, a parità di giorni di test accelerato, appare essere ancora in stato di attivazione. È, infatti, presumibile che lo strato di zinco superficiale sia ormai esaurito e la corrosione inizia ad interessare l'acciaio delle barre.

Quanto appena esposto può essere dedotto dai grafici presentati di seguito nelle Figure 110, 111 e 112, nelle quali si riportano le velocità degli ultrasuoni delle tre tipologie di campioni in relazione alle differenti facce interessate dalla corrosione.

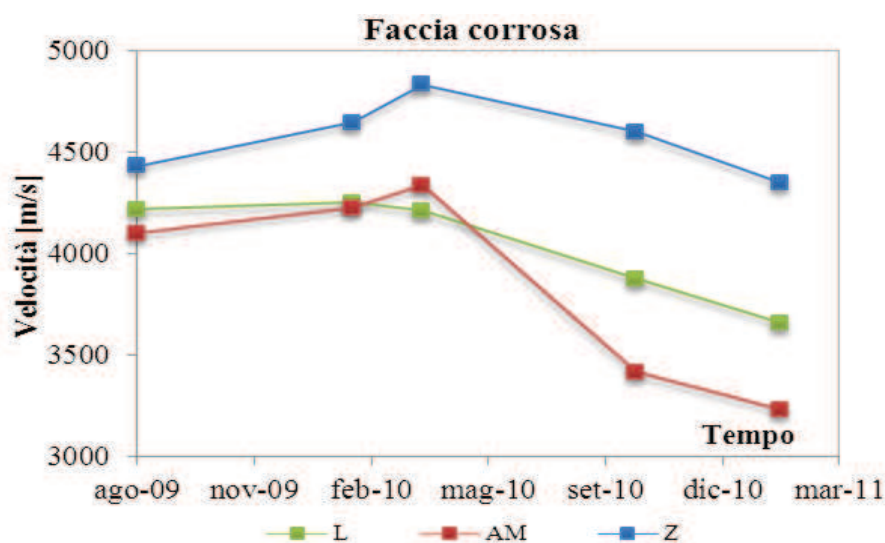


Figura 110: velocità degli ultrasuoni per la FC di campioni con armature L, ad AM e Z

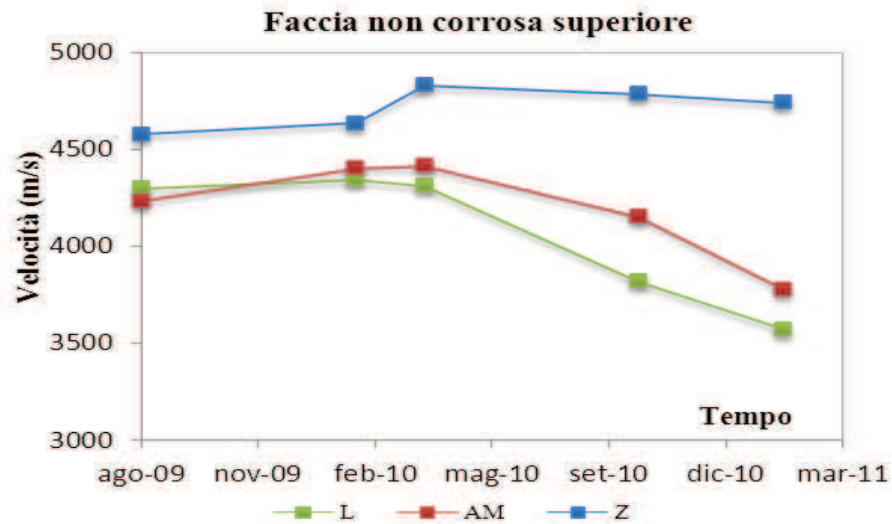


Figura 111: velocità degli ultrasuoni per la FNC_{Sup} di campioni con armature L, ad AM e Z

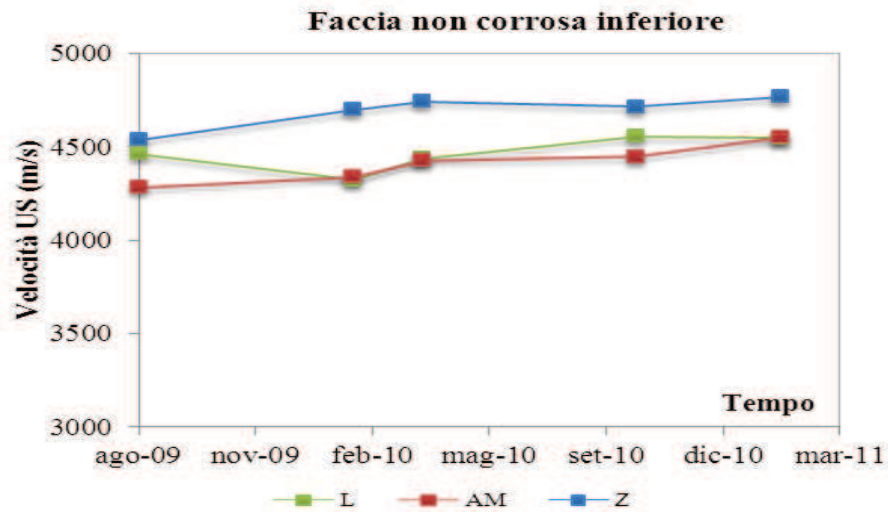


Figura 112: velocità degli US per la FNC_{Inf} di campioni con armature L, ad AM e Z

4.2 Prove Non Distruttive per la diagnosi ed il monitoraggio del processo di degrado delle strutture in calcestruzzo armato.

Di particolare interesse ai fini diagnostici e di prevenzione del fenomeno sono le tecniche non distruttive. In tale ottica, può essere di grande interesse, nel processo di prevenzione, stabilire metodi di analisi che consentano di prevedere lo stato di degrado e l'avanzamento del fenomeno di corrosione e fessurazione del copriferro eseguendo misure, in situ, sulla superficie esterna del calcestruzzo.

Nel presente lavoro saranno presentate due tecniche innovative, che in tale senso vogliono uno strumento complementare alle prove già esposte, e che, indagando gli effetti del processo di corrosione, risalgono alle cause che le hanno generate.

In tale ottica, tale prove bene si inquadrano al paragrafo 8.5.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D. M. 14/01/2008. Infatti, un intervento di Ripristino Conservativo non può prescindere da una corretta progettazione della campagna sperimentale da condurre per l'acquisizione di adeguati *livelli di conoscenza e fattori di confidenza*. Di seguito si riporta integralmente il testo:

“Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.”

Le tecniche di seguito riportate sono volte all'individuazione delle caratteristiche residue dei materiali (calcestruzzo e acciaio), con l'ottica di ottenerne una caratterizzazione quanto più approfondita e precisa possibile. Lo scopo è quello di avere un quadro dettagliato ed approfondito sia dello stato di ossidazione delle barre che dello stato di ammaloramento del calcestruzzo che ben rappresenti il degrado in atto nella struttura.

4.2.1 Analisi del danno tramite interpretazione delle prove con gli ultrasuoni

La possibilità di disporre di campioni sia tal quali ed invecchiati con il processo di accelerazione del processo di corrosione, così come descritto, ha permesso di disporre di misure di confronto (tra le differenti tipologie di campioni realizzati) e di riferimento (con campioni tal quali) che sono risultate utili ai fini dell'interpretazione delle misure delle velocità degli ultrasuoni in calcestruzzo armato degradato.

Come descritto ampiamente, il processo di produzione di prodotti di corrosione, porta alla fessurazione del copriferro una volta che la tensione circonferenziale, σ_θ , attinge la resistenza ultima a trazione del calcestruzzo. Prima che ciò avvenga le alterazioni interne del calcestruzzo circostante le barre corrose, possono essere individuate con anticipo effettuando misure esterne.

I test effettuati hanno evidenziato la relazione tra il livello di corrosione delle armature ed il progressivo deterioramento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, misurate con strumentazioni ordinarie disponibili in laboratori attrezzati per la diagnostica strutturale.

Secondo uno studio recente (Brigante et al., 2012 [59]) un protocollo di prova sperimentale ha previsto che sia su prototipi tal quali che su campioni sottoposti a corrosione accelerata venissero effettuate prove non distruttive con ultrasuoni a contatto per trasparenza e con battute sclerometriche. Inoltre sono state eseguite, preliminarmente, e/o in parallelo prove elettrochimiche di caratterizzazione delle barre.

Lo studio è stato finalizzato alla ricerca di un criterio sperimentale in grado di rilevare la presenza ed il livello di degrado di elementi in calcestruzzo armato in cui è stato indotto un processo di corrosione accelerata in classe di esposizione XS4 (cfr. UNI EN 206-1).

Le misure con strumentazioni ad ultrasuoni sono state eseguite con lo scopo di analizzare ed interpretare il segnale registrato dagli apparecchi analizzando l'intero sviluppo dell'oscillogramma. Le onde generate da una sonda, infatti, si modificano prima di arrivare alla sonda ricevente, in funzione delle caratteristiche del mezzo elastico nel quale si propagano. In particolare, la velocità di propagazione è fortemente influenzata dalla presenza di aria, o nei punti in cui l'onda attraversa materiali di caratteristiche differenti (interfaccia tra calcestruzzo ed aria inglobata nelle fessure).

Il segnale registrato, però, conserva l'impronta delle trasformazioni che sono intervenute, per cui è possibile individuare la presenza di superfici di discontinuità nel materiale che fanno mutare il percorso ed il modo in cui il segnale si propaga e raggiunge la sonda ricevente. L'oscillogramma registrato durante il test è il contributo di tutte le onde, sia di quelle dirette che di quelle riflesse che, in tempi diversi, giungono al punto di misura. È possibile esprimere le componenti armoniche contenute nel segnale, passando dal dominio del tempo al dominio delle frequenze mediante la trasformata di Fourier o la FFT (Fast Fourier Trasmutation).

Sempre secondo lo studio di Brigante et al. l'algoritmo è stato testato sperimentalmente ed i risultati sono supportati da un elevato numero di campioni utilizzati per la calibrazione. La sperimentazione è stata condotta con una serie di prove in laboratorio su prototipi di elementi in calcestruzzo armato concepiti secondo quanto esposto al Capitolo 3 del presente lavoro.

Sono stati esaminati 18 campioni, 6 per ciascuna classe, 2 esposti ai cloruri con in atto un processo di corrosione accelerata e 4 a corrosione naturale senza cioè l'imposizione di una differenza di potenziale.

Il protocollo sperimentale proposto nello studio di Brigante et al., si articola in tre fasi: una prima di identificazione dei materiali utilizzati per la costruzione dei prototipi; una seconda di esposizione e monitoraggio della corrosione; una terza e finale fase che riguarda l'elaborazione dei dati e degli oscillogrammi.

I cubetti prelevati all'atto del getto per il controllo di accettazione sono stati realizzati in numero superiore rispetto a quelli delle indicazioni normative, al fine di poter eseguire, su quelli in esubero, prove con gli ultrasuoni per la caratterizzazione del calcestruzzo integro. Su ogni coppia di campioni, sono state effettuate le prove NDT (sclerometro ed ultrasuoni), ripetute a 7, 14, 21, 28 giorni di maturazione. Nella fase di condizionamento per esposizione i prototipi sono stati sottoposti a vari cicli di prova.

Al termine di tali periodi sono stati registrati i tempi di attraversamento delle onde ultrasoniche, ed eseguite le prove elettrochimiche di misura del potenziale e di resistività del calcestruzzo. Per i campioni soggetti al trattamento accelerato sono state effettuate cinque rilevazioni nel periodo tra Agosto 2009 e Febbraio 2011. In Tabella 13 si riporta la nomenclatura dei campioni utilizzata. I punti di prova sono gli stessi riportati nelle Figure 73 e 74.

Tabella 13: Campioni sottoposti al protocollo sperimentale

Nome Campione	Tipo di Armatura	Tipo di Corrosione indotta
C1	Liscia	Accelerata
C2	Liscia	Accelerata
C3	Aderenza Migliorata	Accelerata
C4	Aderenza Migliorata	Accelerata
C5	Zincata	Accelerata
C6	Zincata	Accelerata
C7	Liscia	Per immersione
C8	Liscia	Per immersione
C9	Zincata	Per immersione
C10	Zincata	Per immersione
C11	Aderenza Migliorata	Per immersione
C12	Aderenza Migliorata	Per immersione
C13	Zincata	Per immersione
C14	Zincata	Per immersione
C15	Aderenza Migliorata	Per immersione
C16	Aderenza Migliorata	Per immersione
C17	Liscia	Per immersione
C18	Liscia	Per immersione

I dati acquisiti dalle prove ultrasoniche sono stati elaborati e confrontati con lo stato di degrado delle armature misurato con i test elettrochimici. Per le analisi delle prove fatte con le onde ultrasoniche, condotte nel dominio del tempo, il parametro di confronto è stata la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche [60] [61], mentre per le analisi condotte nel dominio delle frequenze si è analizzato l'intero contenuto in frequenza del segnale per caratterizzare lo spettro.

Nella Figura 113, si riporta lo stato di degrado e la direzione delle onde ultrasoniche registrate sui campioni in oggetto.

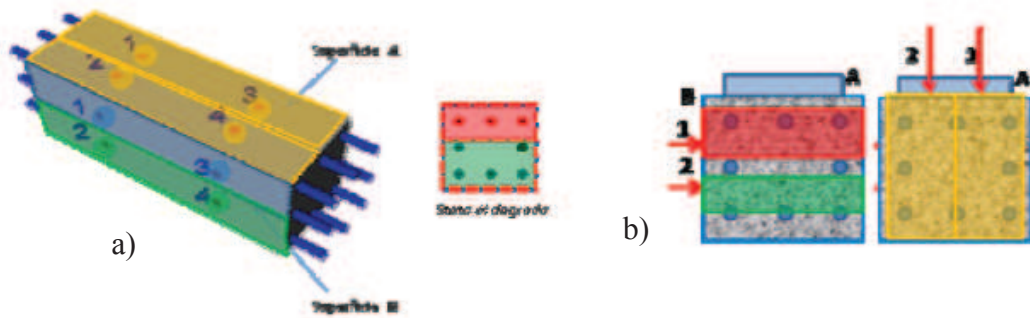


Figura 113: a) stato di degrado dei prototipi. b) direzioni di indagine US

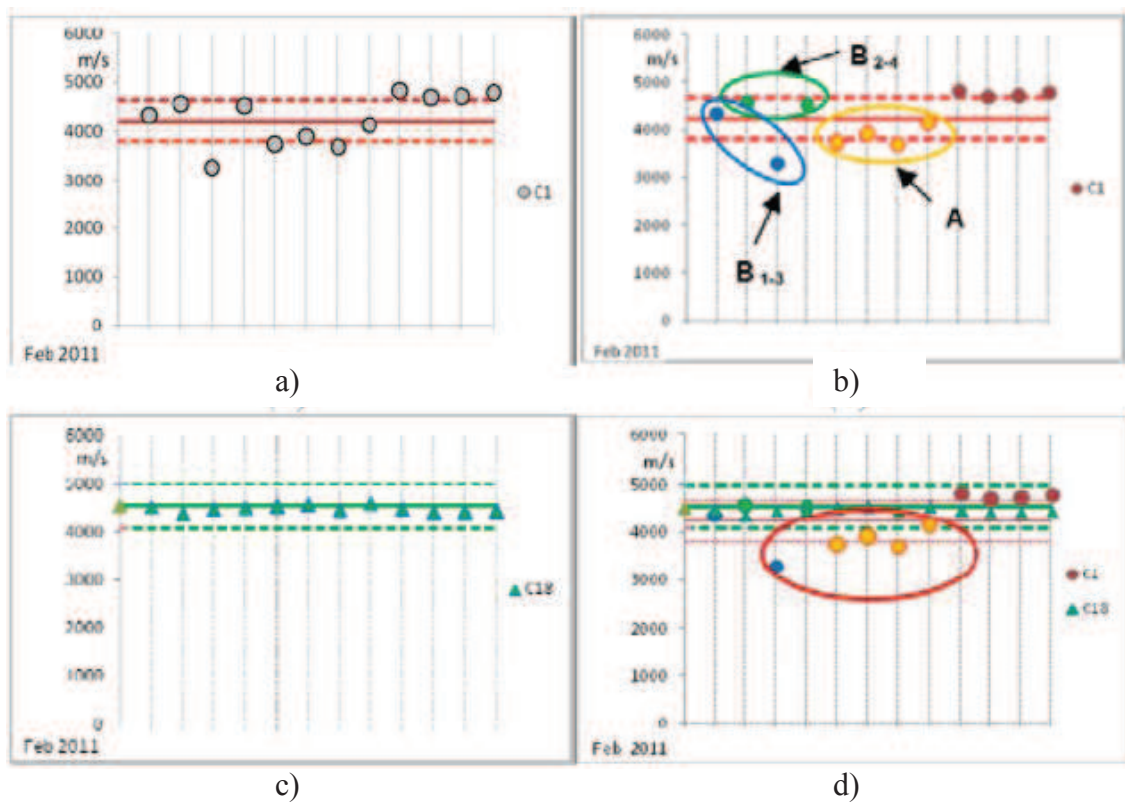


Figura 114: a) campione a corrosione accelerata, b) zone di esposizione, c) campione non esposto, d) confronto Campione corrosivo/integro.

L'analisi delle velocità ha mostrato come, dopo circa due anni di esposizione al trattamento di corrosione accelerata, le velocità degli ultrasuoni, V_{us} , (Figura 113a) hanno subito una sensibile dispersione se confrontate con un campione (Figura 114c) che non è stato sottoposto a tale trattamento, ed in cui il fenomeno della corrosione non ha prodotto effetti sul calcestruzzo. Tali variazioni sono in accordo con lo stato di degrado monitorato (Figura 113a). Infatti, disaggregando i dati, i valori più bassi delle

velocità registrate (Figura 114b) corrispondono a zone in cui il calcestruzzo è alterato dal fenomeno della corrosione.

L'analisi nel dominio delle frequenze è stata eseguita, invece, disaggregando ulteriormente i dati, ottenendo così una rappresentazione per sezioni del prototipo (Figura 115). I risultati degli spettri sono stati analizzati alla luce dello stato di degrado del materiale che le onde ultrasoniche hanno attraversato (Figura 113b), si è tenuto conto che mentre i segnali registrati sulla faccia B attraversano materiale solo integro (B2) o solo degradato (B1) i segnali registrati sulla faccia A traversano materiali diversi.

Dal riscontro con i dati del monitoraggio elettrochimico sullo stato di degrado dei campioni sia sottoposti a corrosione accelerata (Figura 116a) che quelli a corrosione naturale (Figura 116b) è emersa la rispondenza tra condizioni di degrado con spettri caratterizzati da un ricco contenuto in frequenza e condizioni di normalità a cui è associato un contenuto in frequenza più povero.

L'esperienza condotta in laboratorio ha evidenziato l'efficacia di affiancare, in fase di diagnosi, all'ordinaria analisi delle velocità dei segnali ultrasonici l'analisi in frequenza. I segnali sono stati analizzati nel loro complesso e lo studio non si è limitato solo ai tempi di volo (Figura 117a) ma a tutte le informazioni registrate in una comune prova US (Figura 117b).

I risultati sono meno condizionati dalle incertezze comunque connesse all'esecuzione della prova. Infatti, l'analisi delle sole velocità in molti casi non è stata in grado di stabilire in maniera chiara se il materiale è degradato o meno, in quanto le variazioni di velocità sono contenute nella fluttuazione intrinseca della tecnica utilizzata (Figura 118). Solo un'adeguata calibrazione (Figura 114d) con il campione di riferimento ha consentito di individuare un'adeguata scala per la rappresentazione dello stato di degrado (Figura 118a).

Invece, i criteri emersi nella fase di riscontro dell'analisi in frequenza, basati sull'osservazione di un elevato numero di campioni di riferimento utilizzati per la calibrazione, hanno mostrato che applicare FFT ai segnali registrati con ordinarie prove permette di individuare con buona approssimazione le zone di cls degradato da quelle in cui il fenomeno della corrosione non ha prodotto deterioramenti del calcestruzzo (Figura 118b).

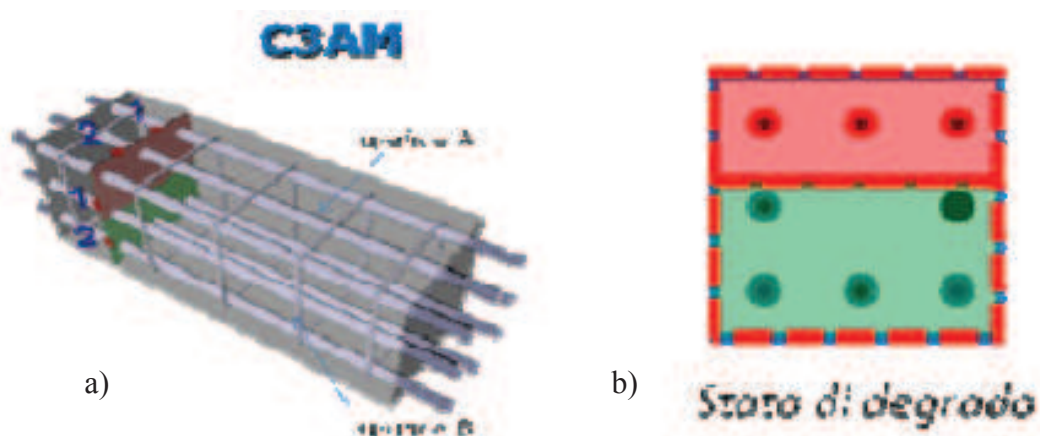


Figura 115: stato di degrado dei prototipi

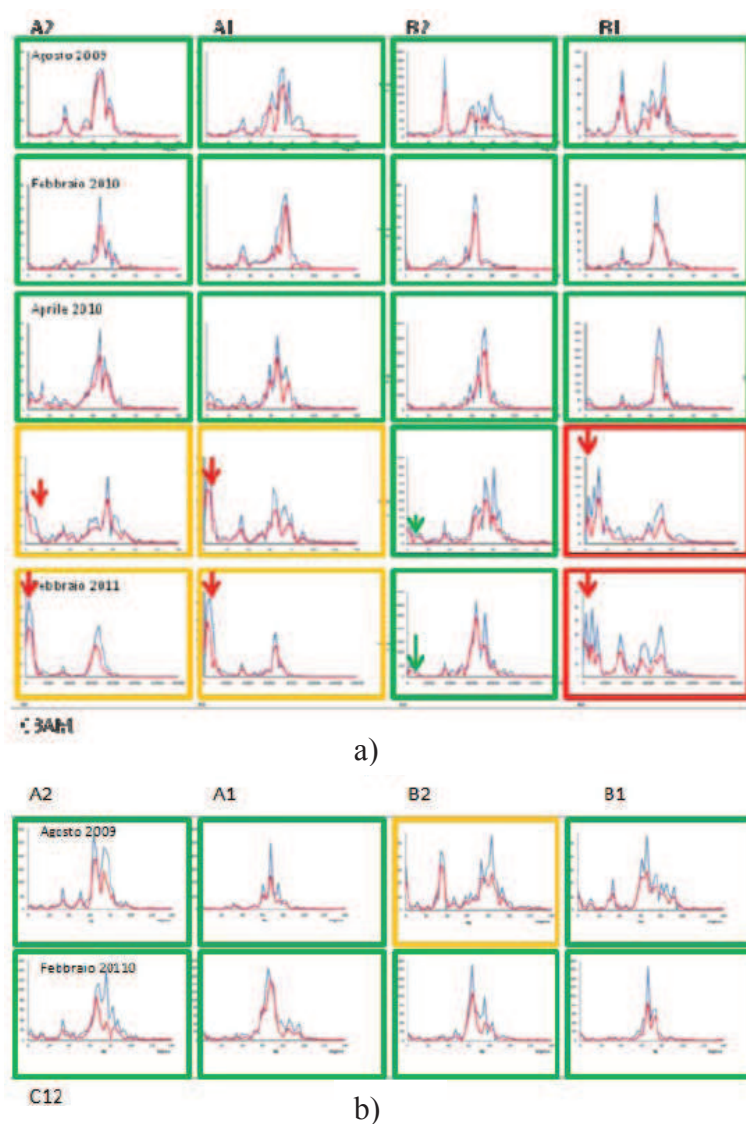


Figura 116: a) spettro-campione corrosione accelerata, b) spettro-campione corrosione naturale

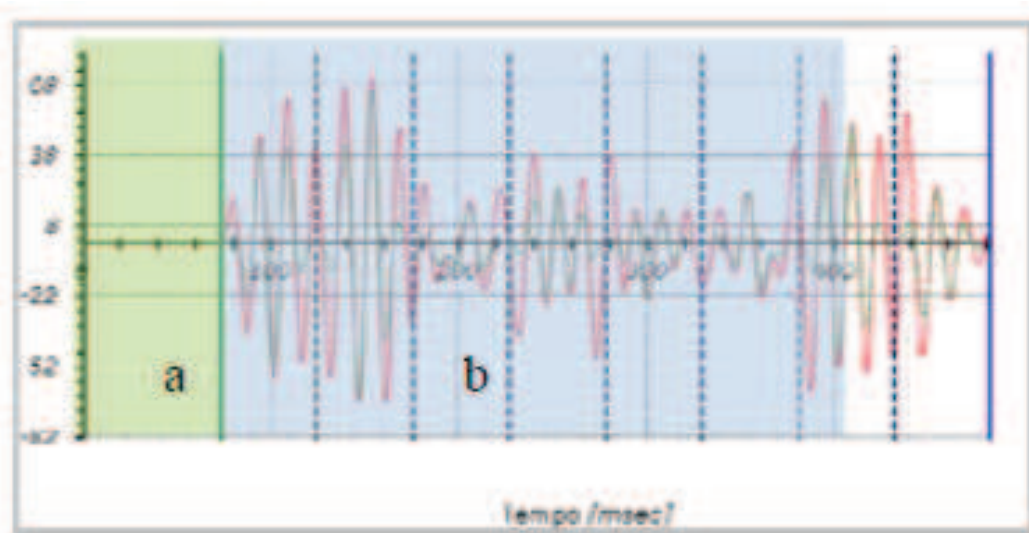
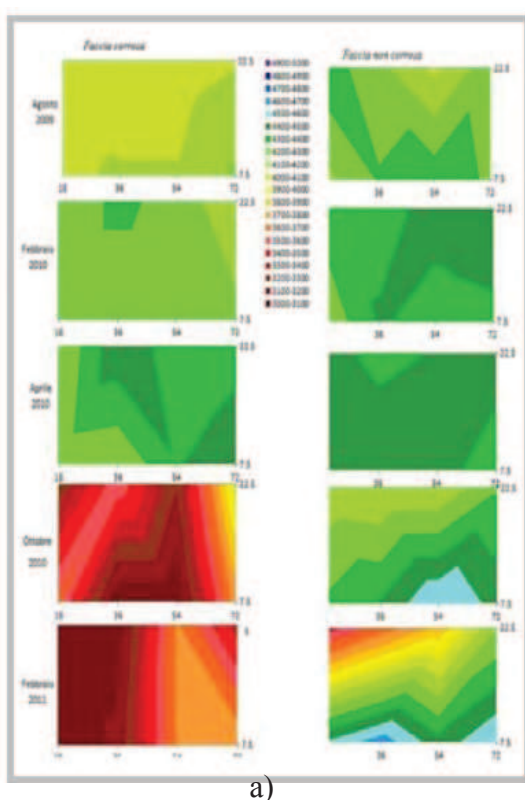
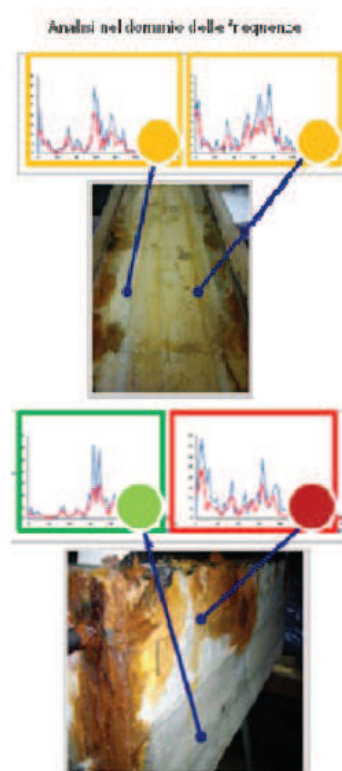


Figura 117: oscillogramma prova US



a)



b)

Figura 118: a) mappature delle velocità degli ultrasuoni, b) spettri di frequenza e degrado del materiale

4.2.2 Misura indiretta del livello di corrosione di strutture in calcestruzzo armato basata sull'apertura della fessura.

Nel quadro delle tecniche di diagnosi non distruttiva che prevede di realizzare la prova effettuando misure sulla superficie esterna del calcestruzzo ben si inquadra la tecnica del tutto innovativa presentata di seguito [62]. Essa è di grande applicabilità anche nei casi in cui, la storicità dell'opera da indagare deve essere salvaguardata mediante indagini del tutto non invasive, e ben si sposa con le misure della velocità degli ultrasuoni e con i modelli analitici presentati nel Capitolo 2, anche se, questi ultimi sembrano funzionare meglio per costruzioni recenti, in cui la fessurazione non ha ancora raggiunto lo stato visibile.

Tale tecnica, consente, mediante l'utilizzo di formule sintetiche, di ricavare il consumo di barra, x , dalla misura della fessura, w_c , sulla superficie esterna del calcestruzzo. A tale scopo, saranno presentate due tipologie di modello e due formulazioni, basate su analisi FEM, per ognuno di esso, una rigorosa ed una semplificata. Il primo modello rappresenta il caso in cui la fessura sia generata da una barra in posizione interna (non posizionata in un angolo), mentre il secondo modello prevede che la fessura sia generata da una barra in posizione esterna posizionata, cioè, in un angolo della sezione.

Sono state realizzate più di 200 analisi FEM considerando, come fatto in precedenza con i modelli analitici, la variabilità del copriferro, $c_c=R_4-R_0$, del raggio della barra, R_0 , e del modulo elastico del calcestruzzo, E_c . Questa volta non sono state eseguite analisi considerando la variabilità del modulo elastico dell'ossido, in quanto, come si è visto, dato il suo spessore esiguo, non è determinante nello sviluppo della fessura. Per simulare l'espansione dei prodotti di corrosione è stato imposto uno spostamento alla barra lungo il suo perimetro esterno a contatto con il calcestruzzo e sono stati registrati i valori dello spostamento della superficie esterna del calcestruzzo.

Le analisi sono state condotte utilizzando il codice del software TNO DIANA 9.4. il calcestruzzo è stato assunto elastico sia in compressione che in trazione, mentre la deformabilità dell'ossido e dell'acciaio sono state trascurate.

La Figura 119 mostra parametri geometrici utilizzati nel caso delle barre interne (Figura 119a) e di barra esterna (Figura 119b).

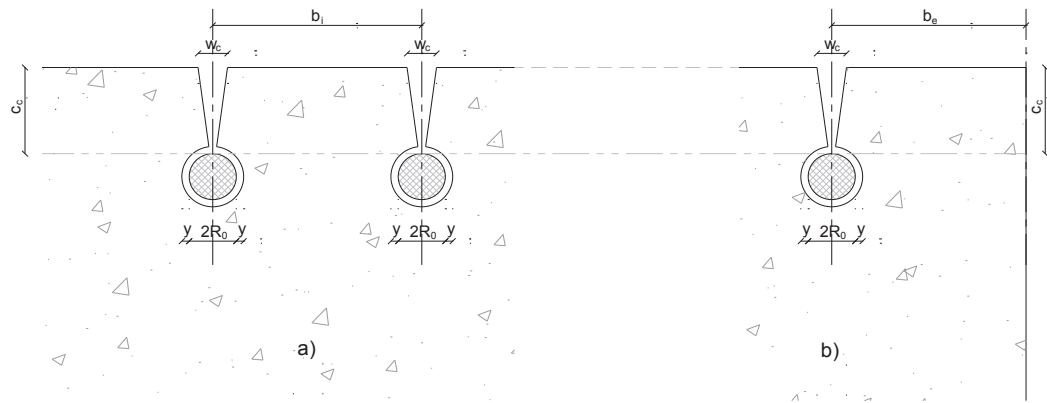


Figura 119: parametri geometrici delle analisi FEM: a) barra interna, b) barra esterna

4.2.2.1 Misura indiretta di una fessura provocata da barra interna

Sono state effettuate più di cento analisi FEM al fine di considerare tre differenti valori per il raggio della barra, R_0 , (5, 8 e 10 mm) e tre differenti valori di copriferro, $c_c = R_4 - R_0$, (10, 30 e 50 mm). I risultati sono stati correlati al valore della distanza interna tra due fessure consecutive, b_i , (nel range 70÷260 mm) e, da un punto di vista pratico, tra due fessure anche non consecutive.

Da un punto di vista numerico, le condizioni al contorno delle analisi FEM sono date da un asse di simmetria al centro della barra, all'interno del nocciolo di calcestruzzo, un bordo libero lungo le fessure ed un altro vincolo di simmetria tra due barre consecutive. Le Figure 120a e 120b, mostrano numericamente, la configurazione deformata dopo che la sezione ha subito lo spostamento, y , del perimetro della barra (espansione dell'ossido).

Si nota che al crescere del diametro della barra, $2 \cdot R_0$, o al decrescere del copriferro, $c_c = R_4 - R_0$, lo spostamento del copriferro cresce e il suo spostamento è verso l'esterno. Di converso, valori maggiori del copriferro inducono minori aperture di fessura, w_c , e l'apertura decresce con un movimento verso l'interno.

In questo modo, il rapporto w_c/y è stato correlato ai due parametri fondamentali: il copriferro (tipo e colore del marker nel grafico di Figura 121), il copriferro, c_c , ed il valore, b_i , mentre la dipendenza dal diametro (dimensione del marker) è trascurabile; la dipendenza del modulo elastico del calcestruzzo, E_c , è praticamente nulla.

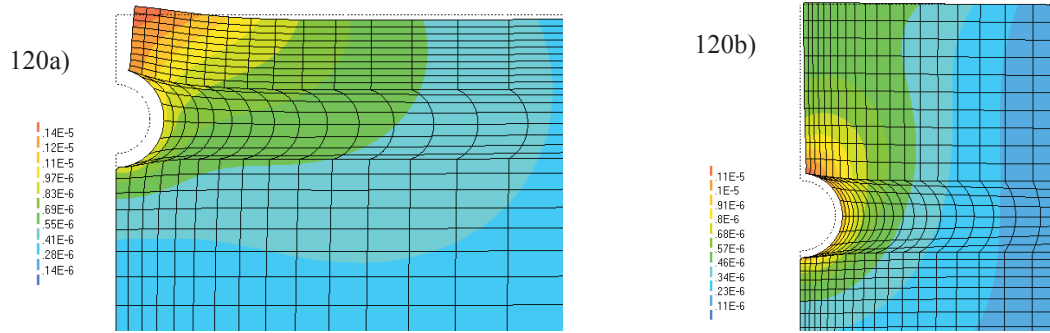


Figura 120: deformata FEM: a) $c_c=10$ mm – $R_0=5$ mm – $b_i=125$ mm, b) $c_c=50$ mm – $R_0=10$ mm – $b_i=80$ mm

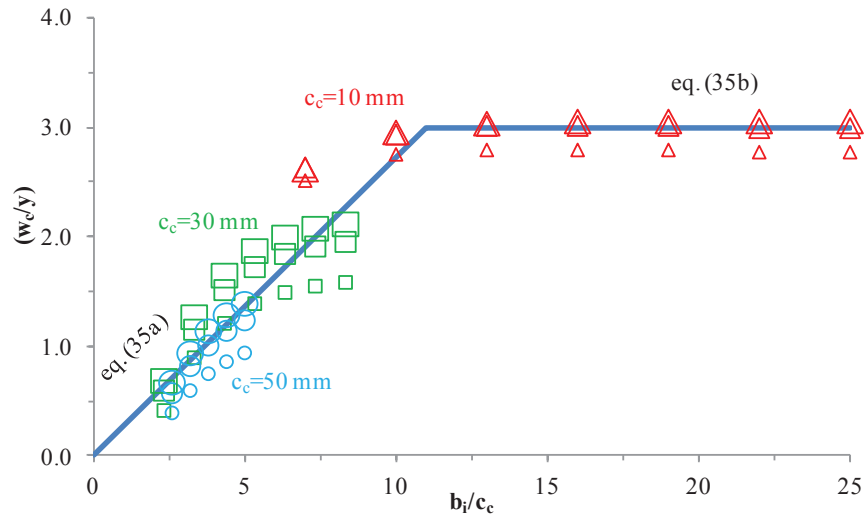


Figura 121: Modello a barra interna. Risultati del FEM e migliore curva di fitting – correlazione semplice

Le equazioni (35a e 35b) rappresentano la migliore curva di fitting del rapporto tra apertura di fessura, w_c , e lo spostamento imposto, y .

$$\frac{w_c}{y} = \frac{3}{11} \cdot \frac{b_i}{c_c}, \quad \text{se } b_i \leq 11 \cdot c_c \quad (35a)$$

$$\frac{w_c}{y} = 3, \quad \text{se } b_i > 11 \cdot c_c \quad (35b)$$

In Figura 122 è mostrata la formulazione più rigorosa che può esprimersi nella forma chiusa dell'equazione seguente:

$$\frac{w_c}{y} = A \cdot \ln(b_i) + B \quad (36)$$

Nella quale A e B sono dei coefficienti che dipendono dal copriferro, c_c , e una interpolazione lineare fornisce una soddisfacente relazione tra essi.

$$\frac{w_c}{y} = (0,37 + 0,013 \cdot c_c) \cdot \ln(b_i) + (1,5 - 0,12 \cdot c_c) \quad (37)$$

I risultati FEM, risultano, infatti, chiaramente raggruppati in relazione al valore del copriferro (la dipendenza dal diametro della barra è trascurabile). La curva di fitting, considerando la variabilità del copriferro e di b_i , che meglio espone l'equazione (37) è riportata in Figura 123.

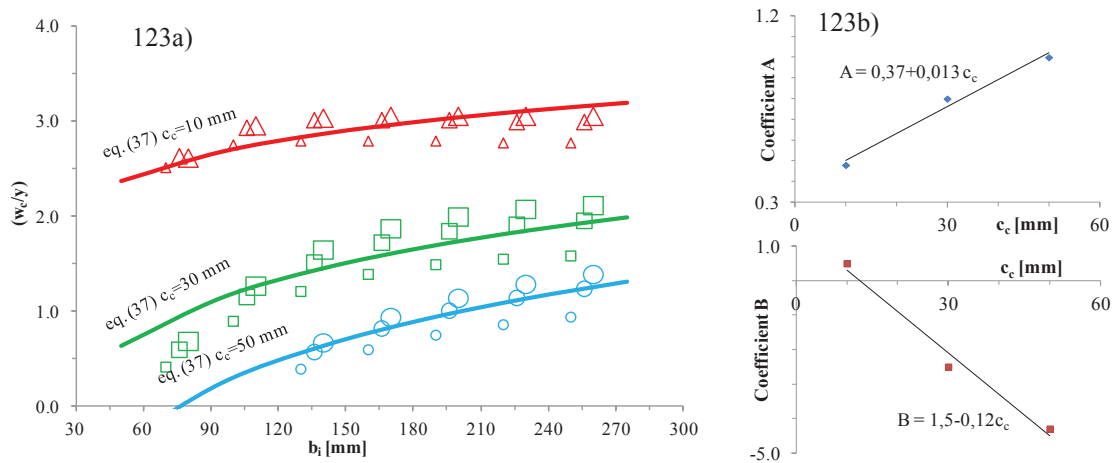


Figura 123: modello a barra interna. Risultati FEM e curve di fitting in relazione a b_i e c_c

4.2.2.2 Misura indiretta di una fessura provocata da barra esterna

Così come operato nel caso precedente sono state effettuate, anche in questo più di cento analisi FEM, al fine di simulare la fessura provocata da una barra esterna, considerando gli stessi parametri del caso di barra interna, con la sola differenza del parametro b_i , rinominato b_e , che varia nel range 35÷130 mm. In tale caso, naturalmente, in questo caso è implicitamente assunto che $c_c < b_e$, altrimenti, si ricade nel caso di barra esterna. Da un punto di vista numerico, le condizioni al contorno sono le stesse considerate in precedenza, ma in questo caso, invece di un asse di simmetria tra due barre consecutive, è stato previsto il bordo libero della superficie laterale del calcestruzzo.

Nelle Figure 124a e 124b, sono mostrate le deformate nel caso di barra esterna. In questo caso si nota che maggiore è il diametro della barra, $2 \cdot R_0$, o minore è il valore di copriferro, c_c , (Figura 124a), maggiore è l'apertura della fessura, naturalmente, a parità di spostamento imposto alla barra.

In questo caso le fessure crescono con un movimento verso l'esterno. Il rapporto w_c/y è stato relazionato (Figura 125) al valore b_e , mentre la dipendenza dal copriferro, c_c , (colore e tipologia del marker) e dal diametro della barra, $2 \cdot R_0$, (dimensione del marker) è trascurabile. Ancora una volta non c'è dipendenza dal modulo di Young del calcestruzzo, E_c . una correlazione semplice è stata trovata, in accordo alla Figura 125, trascurando la dipendenza del valore di copriferro, in accordo alla equazione (38) che è correlata solo al valore della distanza della fessura dal lembo esterno di calcestruzzo, b_e .

$$\frac{\frac{w_c}{y}}{b_e} = \frac{1.981}{50} \cdot b_e^{-1.556} \rightarrow \frac{w_c}{y} = \frac{1.981}{50} \cdot b_e^{-0.556} \quad (38)$$

Al fine di trovare una correlazione più rigorosa, i risultati delle analisi FEM sono stati raggruppati in relazione al valore del copriferro, $c_c = R_4 - R_0$, (per ogni diametro di barra considerato) e sono stati riportati nel grafico di Figura 126.

L'equazione relativa può essere espressa in forma rigorosa nella forma generale dell'equazione (39) dove sia il coefficiente C, che l'esponente D, dipendono dal valore del copriferro, c_c , (Figura 126b).

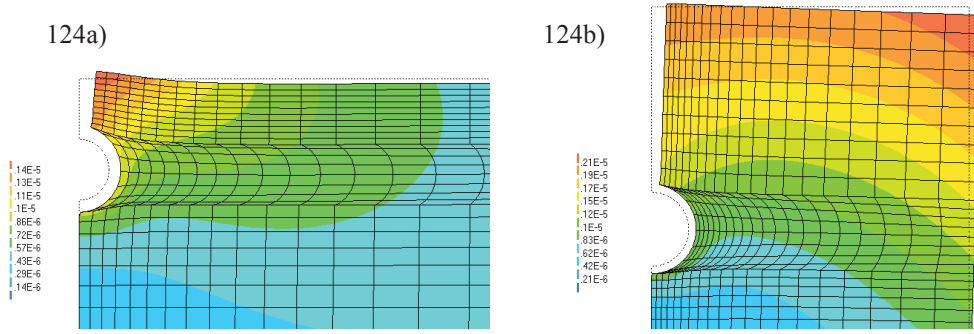


Figura 124: deformata FEM: a) $c_c=10$ mm – $R_0=5$ mm – $b_e=125$ mm, b) $c_c=50$ mm – $R_0=10$ mm – $b_e=80$ mm

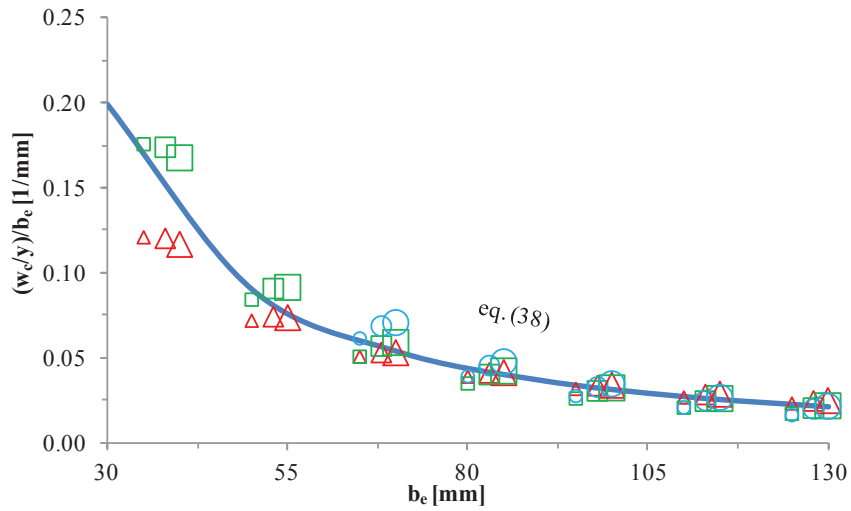


Figura 125: modello a barra esterna. Risultati FEM e curva di fitting – Correlazione semplice

$$\frac{w_c}{y} = C \cdot b_e^D \quad (39)$$

L'interpolazione lineare dei risultati restituisce una soddisfacente correlazione per C , mentre per l'esponente D è stata necessaria una interpolazione di tipo logaritmico. Le curve di fitting, considerando la variabilità di c_c , e di b_e , possono essere espresse in accordo all'equazione (40), come riportato anche in Figura 126a.

$$\frac{w_c}{y} = \left(\frac{34+3,6 \cdot c_c}{50} \right) \cdot c_c \cdot b_e^{(0,6-0,39 \cdot \ln c_c)} \quad (40)$$

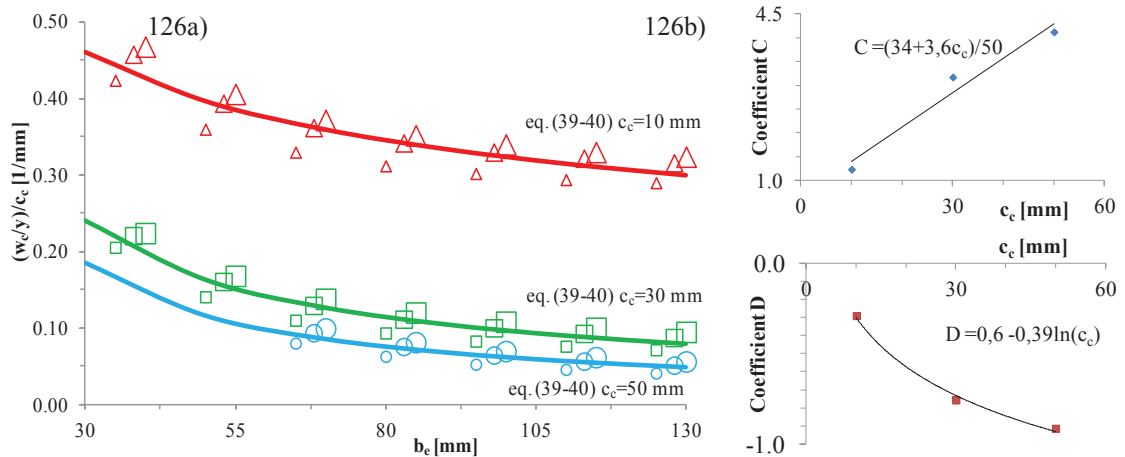


Fig. 126: modello a barra esterna. Risultati FEM e curve di fitting in relazione a b_c e c_c

4.2.3 Correlazione con la penetrazione della corrosione e l'espansione dell'ossido

I modelli appena presentati danno una correlazione tra il rapporto w_c/y ed i valori b_i e b_e , in relazione alla posizione della barra e correlato al valore di copriferro, c_c , trascurando il valore del raggio della barra, R_0 .

In realtà, più che l'espansione della barra (dovuta alla produzione di ossido), è interessante una correlazione con la penetrazione della corrosione, in modo da poter valutare la capacità resistente residua della barra. È, inoltre, possibile correlare il grado di corrosione con il valore attuale di penetrazione e, quindi, stimare il tempo di innesco, o l'evoluzione futura del processo di corrosione.

La capacità residua, per esempio, è correlata alla sezione di barra. I modelli presentati, danno il valore dell'apertura di fessura, w_c , in relazione all'espansione di barra, y . È, però, possibile correlare quest'ultima con la penetrazione della corrosione, x , (consumo di barra) mediante l'utilizzo del coefficiente di espansione volumetrica dell'ossido, n , che si genera nel processo di corrosione (Figura 127). Tale coefficiente è, solitamente considerato in un range 2÷6.

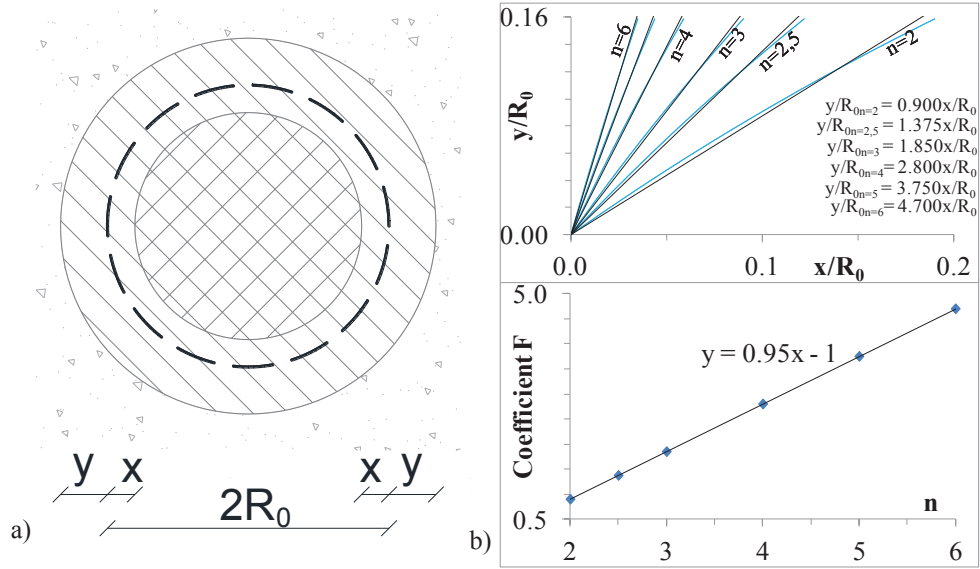


Figura 127: a) Schema geometrico dell'espansione dell'ossido; b) y/R_0 vs. x/R_0 e curve di fitting

Una semplice equazione di continuità consente di correlare x ad y :

$$\pi \cdot [(R_0 + y)^2 - (R_0 - x)^2] = n \cdot \pi \cdot [R_0^2 - (R_0 - x)^2] \quad (41)$$

e, quindi, di valutare direttamente il valore di y :

$$y = \sqrt{(1 - n) \cdot (R_0 - x)^2 + n \cdot R_0^2} - R_0 \quad (42)$$

L'equazione (42) rappresenta l'equazione di continuità dove, il volume di ossido $\pi \cdot [(R_0 + y)^2 - (R_0 - x)^2]$ è uguale ad n volte il volume di barra consumata $\pi \cdot [R_0^2 - (R_0 - x)^2]$.

Un'equazione semplificata della (42) è data dalla normalizzazione di y ed x in relazione al valore del raggio della barra, R_0 , che può scriversi nella forma:

$$\frac{y}{R_0} = \sqrt{(1 - n) \cdot \left(1 - \frac{x}{R_0}\right)^2 + n} - 1 \quad (43)$$

Valori tipici del rapporto, x/R_0 , sono solitamente inferiori a 0,2 (una penetrazione di corrosione di circa 2 mm in direzione radiale di una barra con raggio $R_0=10$ mm, o, in altre parole, una riduzione di barra abbastanza elevata, pari a circa il 35% della sezione).

La curva data dall'equazione (43) può essere facilmente approssimata da una relazione semplice lineare del tipo $y=F \cdot x$. Tale approssimazione semplifica la correlazione tra il consumo di barra, x , e l'apertura della fessura, w_c .

In Figura 127b è considerata la variabilità del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n . Si osserva che maggiore è il valore di n , maggiore è il rapporto di espansione dell'ossido, y/R_0 , per un dato valore del rapporto della penetrazione di corrosione, x/R_0 .

Una relazione lineare semplificata tra x ed y , in accordo alle curve di fitting riportate in Figura 127b, è espressa nell'equazione (44), avendo trascurato la dipendenza da R_0 .

$$\frac{y}{R_0} \cong (0,95 \cdot n - 1) \cdot \frac{x}{R_0} \rightarrow x \cong \frac{y}{(0,95 \cdot n - 1)} \quad (44)$$

4.2.4 Correlazione diretta tra apertura di fessura e penetrazione della corrosione

Nel presente paragrafo saranno mostrati i grafici in accordo ricavati dalle correlazioni rigorose, utilizzando le equazioni (37) e (40) che correlano l'apertura di fessura sulla superficie esterna del copriferro al consumo di barra.

La dipendenza è limitata al solo valore di copriferro, c_c , alla distanza tra due fessure, b_i , ed alla distanza della fessura dal bordo esterno, b_e (rispettivamente per il modello a barra interna ed esterna).

In Figura 128 si mostra il rapporto w_c/y in relazione alla distanza b_i , considerando la variabilità del copriferro, c_c . Si può notare che il valore del rapporto w_c/y cresce al crescere della distanza b_i .

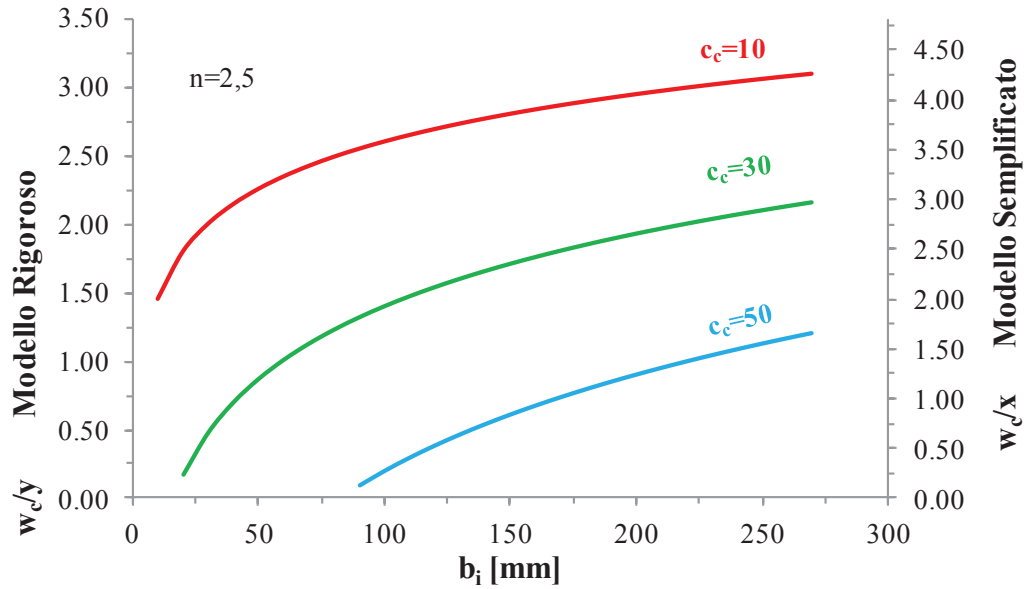


Figura 128: modello a barra esterna - rapporto w_c/y o w_c/x (y/x semplificato $n=2.5$) in relazione a b_i

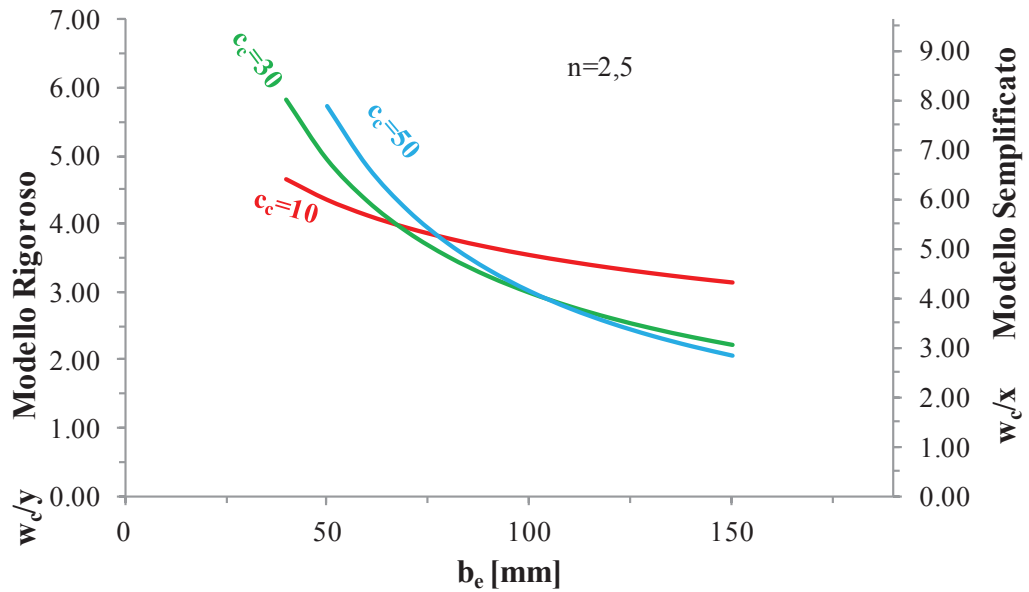


Figura 129: modello a barra esterna – rapporto w_c/y o w_c/x (y/x semplificato $n=2.5$) in relazione a b_e

La Figura 129 mostra il rapporto w_c/y in relazione alla distanza, b_e , considerando la variabilità di c_c . in questo caso il rapporto w_c/y sembra essere meno dipendente dal valore del copriferro.

Entrambe gli abachi mostrati sono basati su due parametri fondamentali: il copriferro e la distanza delle fessure, b_i o b_e . Tali parametri sono di facilmente ricavabili in situ con semplici strumenti di misura.

Sebbene l'equazione semplificata (44) che lega il valore y a quello x , suggerisce che dato un valore del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , non c'è una stretta dipendenza dal raggio della barra, R_0 , l'equazione rigorosa (42) che considera il valore R_0 , mostra che la conoscenza del raggio della barra è meno importante rispetto al valore del copriferro, c_c , ed alle distanze b_i o b_e .

Infatti, (Figure 45 e 46) è possibile ricavare una relazione diretta tra l'apertura della fessura, w_c , ed il consumo interno di barra, x , (misurare l'effetto per risalire alla causa), utilizzando i modelli rigorosi (equazioni 37 o 40 per valutare il valore del rapporto w_c/y ed equazione 41 per valutare il valore di x).

Nelle valutazioni fatte, è stato assunto un valore basso del fattore $n=2,5$, al fine di una valutazione a vantaggio di sicurezza (perché valori bassi di n generano penetrazione di corrosione, x , maggiori). Il grafico di Figura 130 conferma che la dipendenza dal raggio della barra, R_0 , è trascurabile. Infatti, come si può notare le rette si raggruppano in relazione al copriferro, mentre solo per copriferro elevati ($c_c=50$ mm) si nota una certa differenziazione tra i differenti valori di R_0 considerati.

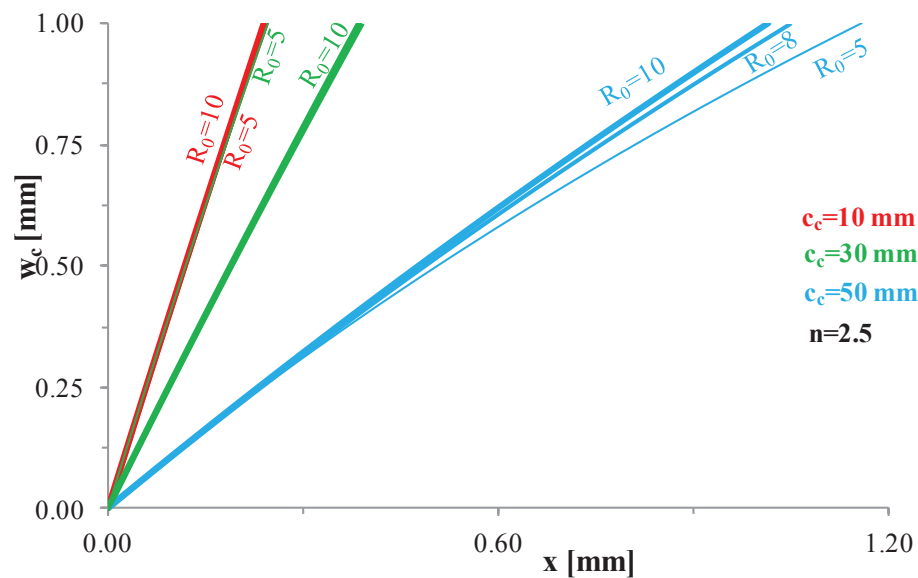


Figura 130: correlazione diretta tra w_c ed x nel caso di barra interna (modello rigoroso e $b_i=170$ mm)

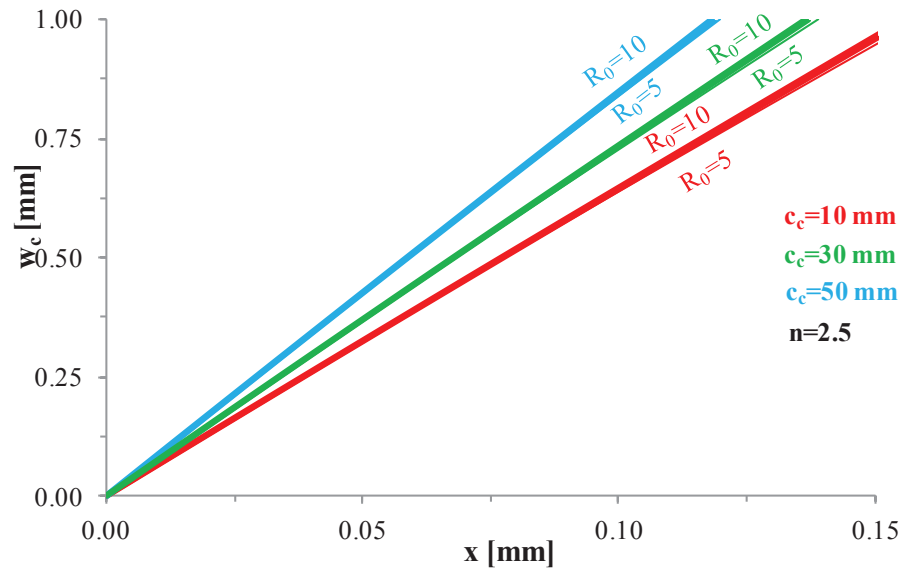


Figura 131: correlazione diretta tra w_c ed x nel caso di barra esterna (modello rigoroso e $b_c=50$ mm)

Questo risultato, la scarsa dipendenza del modello dal raggio della barra, è molto importante. Pensiamo, ad esempio, quando è necessario intervenire su strutture di interesse storico culturale, e che, quindi, non sia possibile rimuovere parti di copriferro per misurare il raggio della barra, o conoscerlo attraverso i grafici di progetto. Di seguito si riporta un esempio numerico di applicazione di tale tecnica di misurazione applicata ai campioni sottoposti a corrosione accelerata, descritti al Capitolo precedente. Sulla superficie di essi, infatti si sono generate fessure sia provocate da barre interne che da barre esterne (d'angolo). In Figura 132 si riporta un esempio di entrambe.



Figura 132: fessura interne e fessure esterne su campioni sottoposti a processo di corrosione accelerata

Le immagini della fessura sono state studiate al microscopio, al fine di calcolare l'apertura effettiva. Si riporta di seguito un esempio numerico effettuato per su una fessura esterna di una trave/pilastro in calcesruzzo armato sulla quale si sono create fessure distanti tra loro di circa $b_i=150$ mm, con copriferro pari a 30 mm (ma il calcolo potrebbe essere eseguito con qualsiasi altro valore). Il valore del rapporto w_c/y può essere trovato utilizzando l'abaco di Figura 128, e risulta essere pari a 1,7 (2,8 o 0,6 nei casi di copriferro 10 o 50 mm, rispettivamente).

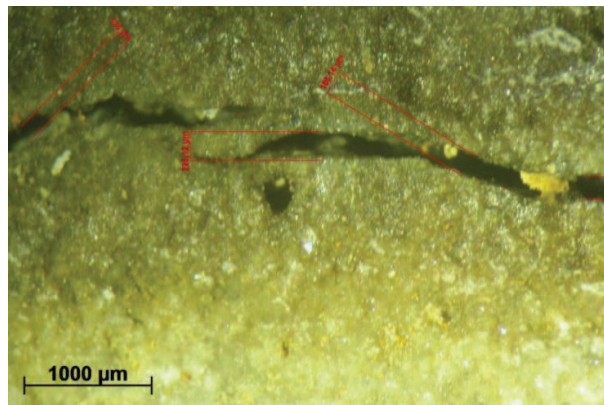


Figura 133: immagine al microscopio di una fessura

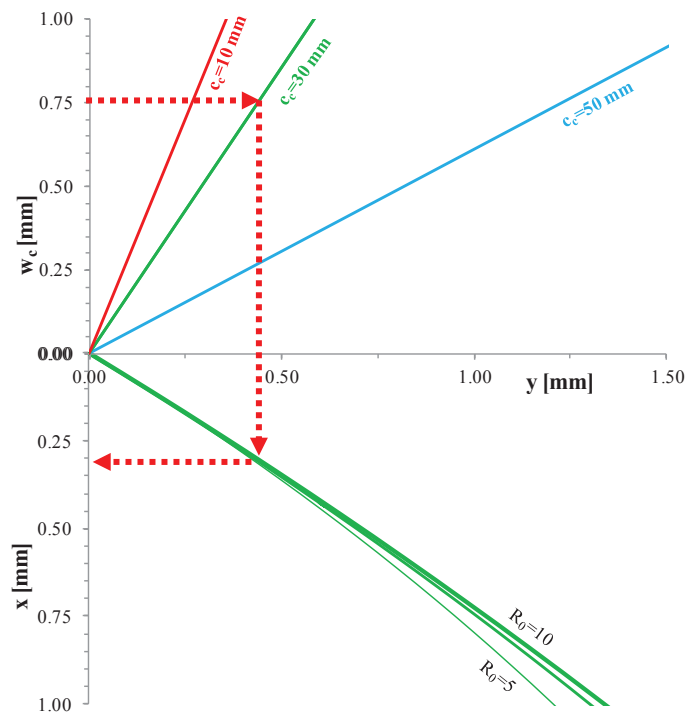


Figura 134: esempio: w_c - x nel caso di $n=2,5$ e $b_i=150$ mm (equazioni 37+42)

La stima del valore del raggio interno, R_0 , consente, quindi, di passare dal valore dall'espansione dell'ossido, y , al valore del consumo di barra, x . La Figura 134 mostra come, partendo da una fessura, $w_c=750 \mu\text{m}$ ed un copriferro $c_c=30 \text{ mm}$, il valore di y è pari a $440 \mu\text{m}$, e considerando un diametro di barra pari a 16 mm , si ricava una penetrazione di corrosione, $x=307 \mu\text{m}$.

Lo stesso esempio di calcolo è ripetuto in Tabella 14, per una fessura sempre di $750 \mu\text{m}$, riportando la previsione del consumo di barra, x , in accordo ai differenti metodi FEM utilizzati ed alla loro formulazione totalmente rigorosa (come appena mostrato), basata sul modello rigoroso di w_c/y (equazione 37), sul modello rigoroso di y/x (equazione 42), ed altre combinazioni di w_c/y (equazioni 35 e 37) ed il modello rigoroso per y/x (equazione 42 o 44).

Tabella 14: penetrazione della corrosione, x [μm] in relazione ai differenti modelli ($n=2.5$; $b_i=150 \text{ mm}$ e $w_c=750 \mu\text{m}$)

c_c [mm] R_0 [mm]	10			30			50		
	5	8	10	5	8	10	5	8	10
FEM+Eq. 42	187	170	168	412	324	301	1215	810	712
Eq. 37+42	186.1%	183 ^{+8%}	182 ^{+8%}	316.23%	307.5%	303 ^{+1%}	1024.16%	936 ^{+16%}	910 ^{+28%}
Eq. 37+44	194 ^{+4%}	194 ^{+14%}	194 ^{+15%}	319.23%	319.2%	319 ^{+6%}	893.27%	893 ^{+10%}	893 ^{+25%}
Eq. 35+42	174.7%	171 ^{+1%}	170 ^{+1%}	403.2%	389 ^{+20%}	384 ^{+28%}	719.41%	675.17%	661.7%
Eq. 35+44	182.3%	182 ^{+7%}	182 ^{+8%}	400.3%	400 ^{+23%}	400 ^{+33%}	667.45%	667.18%	667.6%

La Tabella 14 riporta anche, in pedice, la variazione percentuale rispetto al modello FEM. Sebbene lo scarto massimo non sia sempre trascurabile, si ritiene che tale differenza è ragionevole se comparata all'incertezza circa la misurazione dell'apertura della fessura ed alle approssimazioni fatte circa lo sviluppo del processo di corrosione.

Ad esempio, una misura più accurata può essere acquisita con un microscopio ottico ad una risoluzione 25x come nel caso mostrato in Figura 133, in quanto in situ la precisione della misura è al massimo al decimo di millimetro.

4.3 Conclusioni preliminari – Risultati sperimentali

In questo paragrafo sono state mostrate due tecniche assolutamente innovative di misura dello stato di degrado dei manufatti in calcestruzzo armato operando da misure esterne che colgono lo stato interno di vetustà dei materiali costituenti. La prima, le misure di velocità degli ultrasuoni danno importanti indicazioni circa il degrado occorso al calcestruzzo, mentre la seconda coglie il grado di corrosione delle barre da una semplice misura dell'apertura della fessura.

Dalle misure di velocità degli ultrasuoni è, pertanto, possibile risalire, a valle dell'interpretazione degli spettri d'onda, alle sezioni in cui il processo di corrosione ha indotto i maggiori danni, in termini di fessurazione interna, del calcestruzzo.

Lo sviluppo delle equazioni delle correlazioni analitiche tra l'apertura della fessura e la penetrazione della corrosione è stato realizzato considerando una serie di parametri geometrici e le curve ricavate sono state parametrizzate in relazione al copriferro ed alle distanze della fessura dal bordo esterno del calcestruzzo o tra due fessure successive.

Si è, quindi, discusso in relazione all'influenza del copriferro; il suo spessore non è sempre di facile reperibilità, per cui sono state fatte alcune semplificazioni ed interpolazioni lineari o logaritmiche al fine di trascurarne il valore, così da fare in modo che i parametri guida fossero la dimensione della fessura e la loro distanza dal bordo libero di calcestruzzo, facilmente quantificabili. Il massimo scarto tra i modelli con le semplificazioni e le analisi FEM è stato del 30%; tuttavia, si ritiene che esso sia ragionevole in relazione all'incertezza della misura in situ dell'apertura della fessura ed alle semplificazioni apportate al processo di corrosione.

Capitolo 5

Esempio applicativo dei modelli.

Quando si ha la necessità di effettuare un intervento di ripristino conservativo, o comunque un qualunque intervento di manutenzione straordinaria su una struttura in calcestruzzo armato, è necessario che la conoscenza dei materiali costituenti sia approfondita, senza però tralasciare l'individuazione delle condizioni di esercizio della struttura. Inoltre, in fase di progetto di strutture nuove, l'individuazione della classe di esposizione ambientale della struttura diventa ancor più importante ai fini di poter realizzare una struttura che possa garantire la vita utile attesa.

In questo capitolo si riportano degli esempi per realizzare una corretta progettazione in termini di durabilità, e degli esempi di diagnostica cui è possibile applicare i modelli presentati.

5.1 Individuazione della classe di esposizione della struttura

La prima operazione da effettuare, sia in caso di progettazione che di ristrutturazione o ripristino conservativo, o comunque, di un qualsiasi intervento su una struttura esistente è individuare la classe di esposizione ambientale della struttura. A tale fine, si riportano, in Tabella 15 le definizioni delle classi di esposizione ambientale ed i relativi valori del rapporto acqua/cemento, a/c , della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, R_{ck} , del minimo contenuto di cemento e del valore del copriferro, sia in caso di vita utile attesa 50 anni che 100 anni. Si riportano i valori relativi al D. M. 14/01/2008, alla UNI EN 206 ed all'Eurocodice2.

A tale proposito, è doveroso, preventivamente, precisare che, la stessa struttura, può presentare differenti zone di esposizione in relazione alla ventilazione degli ambienti, alla sua esposizione diretta o meno agli agenti aggressivi, alle condizioni di Umidità Relativa o di asciutto bagnato. Pertanto, la stessa struttura può presentare differenti necessità progettuali, tra le quali, al fine di garantire la vita utile, sarà necessario scegliere quella più gravosa, e che riesca, quindi, a garantire la vita nominale richiesta anche localmente (Figura 135).

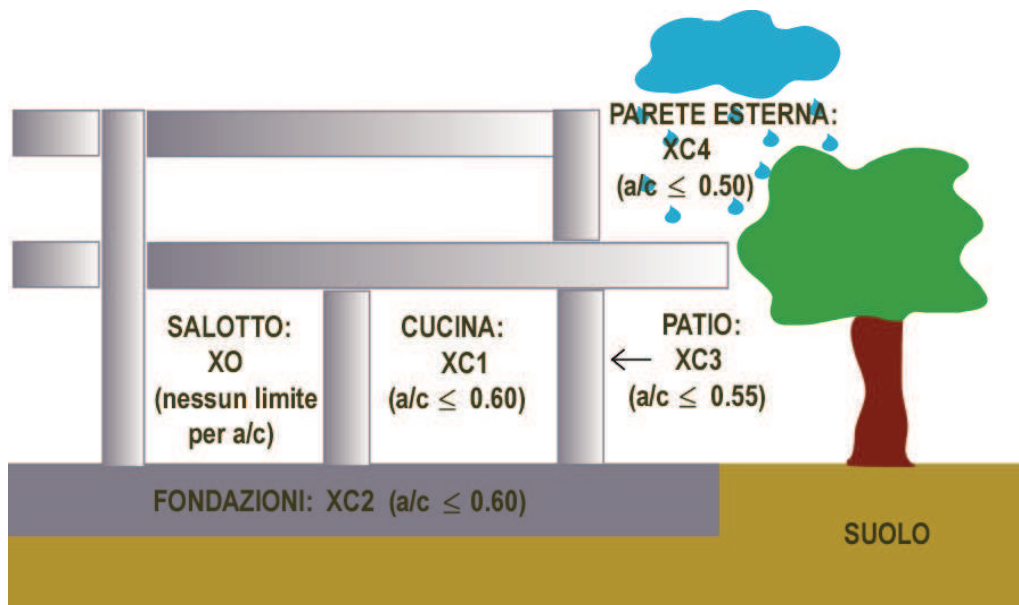


Figura 135: Classi di esposizione ambientale differenti cui è soggetta una struttura

5.2 Individuazione dei parametri geometrici della sezione e del mix-design del calcestruzzo

Tra le varie classi di esposizione ambientale cui è soggetta una struttura, è, quindi, individuare quella che maggiormente, o in maniera più veloce possa attaccare la struttura. Poniamoci nel caso in cui essa sia individuata nella classe di esposizione XC4 (cfr. Tabella 15) e seguiamo le direttive del D. M. 14/01/2008. Per comodità, in Tabella 16, si riporta un estratto della Tabella 15, al fine di individuare i parametri necessari alla realizzazione del progetto. Si nota che una struttura esposta alla classe XC4 è soggetta a corrosione generalizzata da carbonatazione accompagnata da cicli di asciutto-bagnato. Come si può notare, in relazione al mix-design del calcestruzzo è necessario progettare un calcestruzzo che abbia un valore di R_{ck} minimo pari a 37 GPa che rispetti un rapporto min a/c pari a 0,50 ed un minimo contenuto di cemento pari a 300 kg/m³. Supponiamo che esso sia confezionato con un aggregato di quarzite e che il diametro massimo sia pari a $d_{MAX}=16$ mm.

Affinché possa essere garantita una vita utile di 50 anni è necessario prevedere un copriferro di 30 mm.

Naturalmente il diametro delle barre sarà relativo al calcolo strutturale. Negli esempi che seguiranno, esso sarà ipotizzato pari a 16 mm.

In riferimento alla Figura 136, è possibile ricavare la velocità di corrosione di barre per strutture in classe di esposizione XC4, nella categoria definita calcestruzzo contaminato da cloruri e 80-90% di U. R. o carbonatato con 90-95% di U. R.. La velocità di corrosione rispondente è compresa in un range tra 10 e 50 µm/anno.

Tabella 16: Estratto della Tabella 15

D.M. 14 Gennaio 2008						
Classe di esposizione		Max a/c	Min R_{ck}	Min cemento	Copriferro	
				[kg/m ³]	VN 50 anni	VN 100 Anni
XC0	Nessun Rischio	/	15	/	10	20
XC1 (secco)	Corrosione da Carbonatazione	0.65	25	260	15	25
XC2 (sempre umido)		0.60	30	280	25	35
XC3 (moderatamente umido)		0.55	37	280	25	35
XC4 (cicli di bagnato)		0.50	37	300	30	40

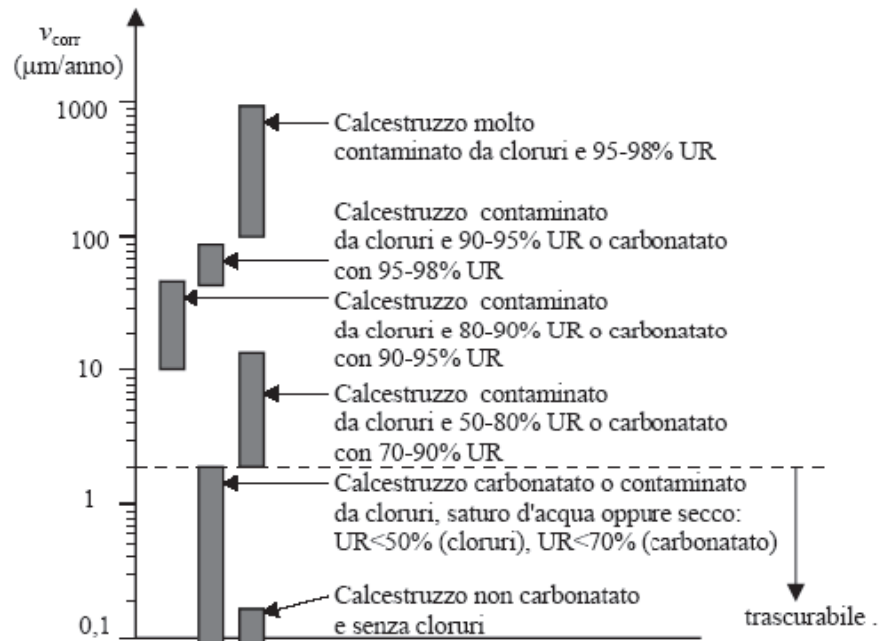


Figura 136: valori della velocità di corrosione in relazione alla classe di esposizione ambientale del manufatto

5.3 Calcolo del tempo di innesco della corrosione e della propagazione della fessura nel copriferro

Come già specificato al Capitolo 1 – paragrafo 1.2, la legge di penetrazione della carbonatazione è regolata dalla equazione (3) con $n=2$, che diventa quindi:

$$s = K \cdot \sqrt{t} \quad (45)$$

dove s è lo spessore dello strato carbonatato, K è il coefficiente di penetrazione della carbonatazione che dipende dalle condizioni ambientali ed in particolare dall'umidità relativa (U. R.) del calcestruzzo, mentre meno marcati ma non trascurabili, sono anche quelli derivanti dalla concentrazione di CO_2 , dalla temperatura e dalla capacità del calcestruzzo di fissare la CO_2 ed impedirne la penetrazione, dal grado di idratazione, dal rapporto acqua/cemento (a/c), dalla compattazione e dalla maturazione del getto, t il tempo ed n è un coefficiente che dipende dalla porosità del conglomerato considerato pari a 2. Il valore di K , dipendendo dall'umidità presente nel calcestruzzo e dalle caratteristiche del calcestruzzo, cambia nel tempo (ad esempio perché la struttura è soggetta a cicli di bagnato e asciutto), da una zona all'altra della costruzione (ad esempio, passando da una zona riparata dalla pioggia ad una esposta o da una zona in corrispondenza delle riprese di getto a una più lontana, la velocità di penetrazione può risultare notevolmente inferiore), passando dagli strati più esterni a quelli più interni del calcestruzzo (gli strati più esterni risultano più secchi di quelli interni nelle fasi di asciugamento, mentre il contrario succede nella fase di bagnamento; pertanto la pelle del calcestruzzo ha caratteristiche diverse dalla zona più interna) oppure passando da una regione piovosa o ad alta umidità a una secca.

Si sottolinea l'estrema importanza, nelle situazioni concrete, del microclima. Ad esempio, nel caso di una parete esterna di un edificio, in una zona schermata dalla pioggia la velocità di penetrazione è sempre molto più elevata rispetto alle zone protette. In particolare, la velocità di penetrazione della carbonatazione all'esterno di un edificio in una zona non schermata dalla pioggia è inferiore che non all'interno (Figure 137 e 138).

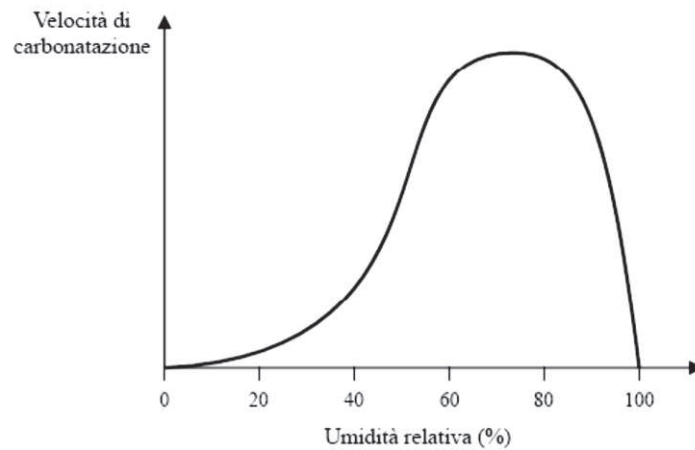


Figura 137: andamento qualitativo della velocità di carbonatazione al variare dell'umidità relativa

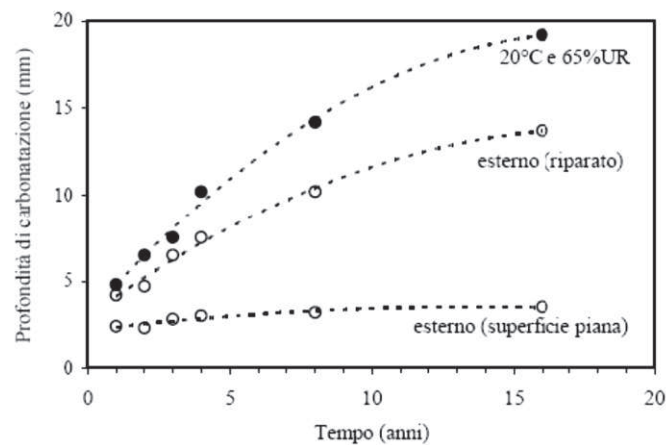


Figura 138: penetrazione della carbonatazione nel calcestruzzo in funzione del microclima

Gli aumenti di temperatura, a parità di altre condizioni e in particolare del tenore di umidità che in genere è il parametro più importante, fanno crescere la velocità di penetrazione. La capacità di un calcestruzzo di fissare la CO_2 è proporzionale all'alcalinità presente nella sua pasta cementizia e quindi dipende linearmente dalla quantità di cemento utilizzato. L'alcalinità dipende poi anche dal tipo di cemento. Nel portland circa il 64% del peso di cemento è costituito da CaO e circa 0,5÷1,5% da Na_2O e da K_2O .

La capacità di rallentare la penetrazione della carbonatazione dipende dalla impervietà del calcestruzzo e, quindi, dai parametri che la determinano, in particolare dal rapporto acqua/cemento (Figura 139) e dalla maturazione.

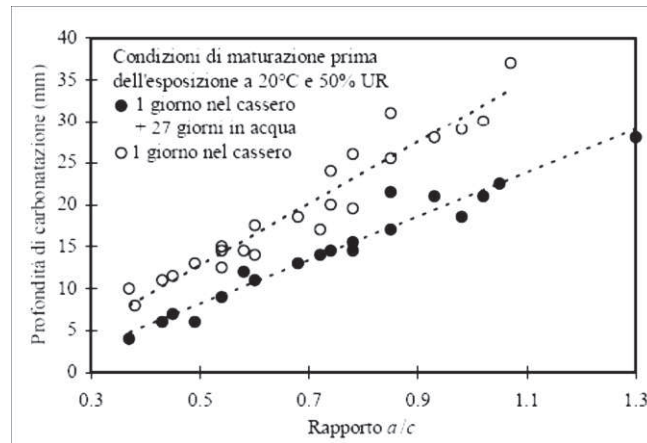


Figura 139: influenza del rapporto a/c e delle condizioni di maturazione sulla profondità di carbonatazione (calcestruzzi di cemento Portland)

In pratica, una previsione accurata dello spessore carbonatato e, quindi, del tempo di innesco della corrosione è complessa soprattutto perché la costante K , come si è visto, cambia nel tempo, passando dagli strati esterni a quelli interni del calcestruzzo e, inoltre, da una zona all'altra di una stessa struttura.

I valori di K trovati per le strutture reali esposte all'atmosfera protette dalla pioggia variano da 2 a 15 mm/anno^{1/2} e più precisamente:

- $2 < K < 6$ per calcestruzzi di elevata compattezza (cioè con basso rapporto a/c e ben costipati e maturati) con contenuto di cemento superiore a 350 kg/m³;
- $6 < K < 9$ per calcestruzzi di media compattezza;
- $K > 9$ per calcestruzzi porosi di bassa qualità con contenuto di cemento minore di 250 kg/m³.

Dalla Figura 140 che riporta l'andamento nel tempo dello spessore carbonatato per diversi valori di K , si può notare come il fronte carbonatato sia inferiore a 20 mm (spessore minimo di copriferro in molte strutture) dopo 50 anni, solo se K risulta inferiore a 2,82.

Ciò significa che, in zone riparate dalla pioggia, 2 cm di copriferro portano a un periodo di innesco superiore a 50 anni solo con calcestruzzi molto compatti. Dalla stessa figura si osserva invece come già per $K = 7$, cioè per un calcestruzzo di media compattezza, lo spessore di carbonatazione dopo 50 anni sia superiore a 50 mm.

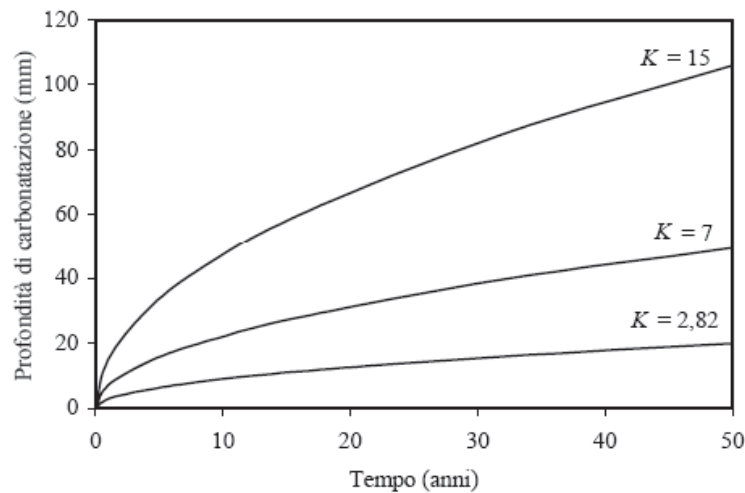


Figura 140: profondità del fronte carbonatato, calcolata con la funzione semplificata $s = K \cdot t^{1/2}$, in funzione del tempo e di K

Naturalmente questo vale per calcestruzzi al riparo dalla pioggia, perché, laddove risultassero esposti, la penetrazione della carbonatazione sarebbe notevolmente più lenta. In quest'ultimo caso la valutazione di K è complessa, in quanto dipende dalla frequenza e dalla durata dei periodi di pioggia e dalle caratteristiche dell'ambiente esterno (U. R., esposizione solare, vento, temperatura, ecc.).

Una volta che il fronte carbonatato ha raggiunto le armature, depassivandole, la corrosione può aver luogo se sono presenti acqua ed ossigeno. Nel caso di strutture aeree, se si escludono le condizioni di completa saturazione del calcestruzzo, l'ossigeno è sempre presente in quantità tali per cui il suo apporto alle armature non costituisce un fattore cineticamente controllante.

Il processo corrosivo è quindi sotto controllo ohmico. In Figura 141 è riportata la dipendenza della velocità di corrosione dalla resistività elettrica del calcestruzzo. Per questo motivo, il contenuto d'acqua è determinante mentre passano in seconda linea (anche se rimangono significative nell'intervallo di umidità relativa compreso fra 60 e 90%) le caratteristiche del calcestruzzo e quindi i fattori che le determinano (tipo di cemento, rapporto a/c, maturazione, ecc.) che sono invece importanti nel determinare la velocità di penetrazione della carbonatazione e, di conseguenza, il tempo di innesco.

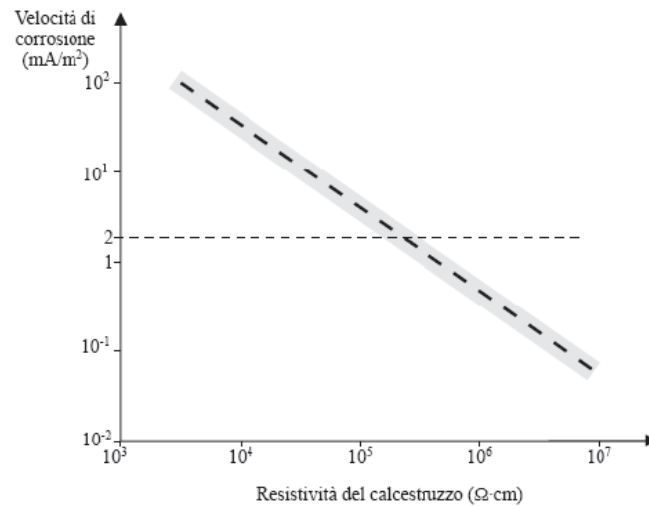


Figura 141: dipendenza della velocità di corrosione per carbonatazione dalla resistività del calcestruzzo

Poiché, almeno con calcestruzzi di buona qualità, la velocità di corrosione risulta trascurabile per umidità relative minori di 80% spesso si introduce il fattore tempo di bagnato (ω , cioè la frazione di tempo in cui l'umidità relativa risulta superiore al 80%) per esprimere la penetrazione dell'attacco, p , nel tempo, t . Si suppone cioè che la corrosione propaghi solo durante il tempo di bagnato. Inoltre si è osservato che la velocità di corrosione tende a diminuire nel tempo. Infatti, i prodotti di corrosione, ancorché non in grado di passivare le armature, interferiscono con il processo corrosivo riducendone la velocità.

Le velocità di corrosione da carbonatazione più severe si osservano nelle situazioni caratterizzate da alternanza di condizioni di umidità bassa con altre ad alta umidità, come succede nel caso di calcestruzzo esposto alla pioggia. La situazione risulta molto più grave rispetto a quella sopra descritta se nel calcestruzzo sono presenti cloruri anche in piccoli tenori, cioè anche in tenori insufficienti per creare di per sé condizioni di corrosione. Ad esempio, in Figura 142 è riportato l'andamento della velocità di corrosione all'interno di un calcestruzzo carbonatato artificialmente soggetto a corrosione uniforme in assenza e in presenza di cloruri. Si può notare come, per rendere la velocità di corrosione trascurabile sia necessario operare ad umidità relativa esterna inferiore rispettivamente a 75%, 60% e addirittura a 40%, quando il contenuto di cloruri passa da 0 a 1%. Di seguito si riportano in Figura 143 alcuni esempi di strutture interessate da degrado per effetto della carbonatazione. Di seguito, in Tabella 17, si riassumono, prima di procedere al calcolo, i parametri scelti.

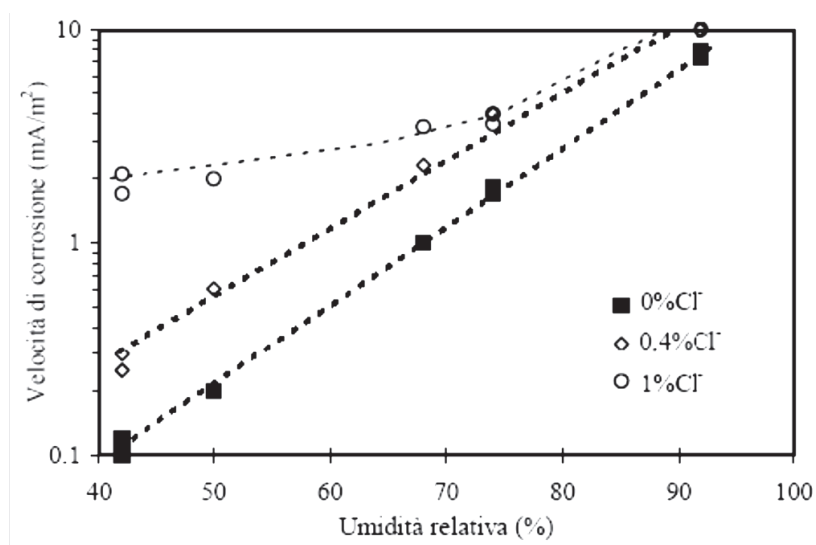


Figura 142: relazione tra umidità relativa e velocità di corrosione in malte carbonatate in assenza e in presenza di piccoli tenori di cloruri

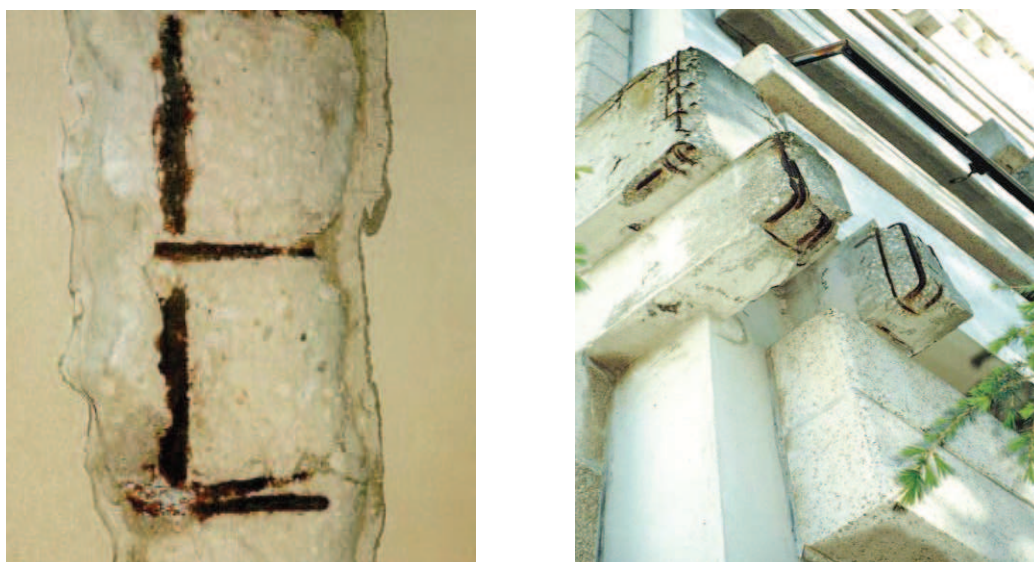


Figura 143: esempi di corrosione delle barre per effetto della carbonatazione

Tabella 17: valori dei principali parametri di calcolo

k	n	R_0	$c_c = R_4 - R_0$	Classe di Resistenza	d_{MAX}	Tipo di aggregato
--	--	mm	mm		mm	
7	2	8	30	C30/37	16	Quarzite

Il tempo di innesco, T_{inn} , il tempo cioè che occorre affinché il fronte di carbonatazione giunga dall'esterno sulla superficie della barra, percorra, cioè, i 30 mm di copriferro è dato da:

$$t = T_{inn} = \left(\frac{s}{k}\right)^2 \quad (46)$$

dove, in questo caso s è pari proprio al valore del copriferro (30 mm). Per cui il valore di tempo di innesco, T_{inn} , è circa 18 anni. A questo punto, il fronte carbonatato ha raggiunto la superficie delle armature e si innesca il processo di corrosione delle stesse. Al fine di valutare il consumo di barra a partire dall'innesco del processo di corrosione, è possibile considerare il modello analitico a quattro strati illustrato al Capitolo 2 – paragrafo 2.4. In particolare è necessario risolvere il sistema di equazioni dalla (14) alla (17) e dalla equazione (24) alla equazione (28), ricavare quindi, il valore del consumo radiale di barra, x , e, utilizzando il grafico riportato in Figura 136, ricavare il tempo trascorso in relazione alla velocità di corrosione relativa.

Il valore del consumo di barra, x , che conduce alla fessurazione del copriferro, in relazione ai parametri considerati in Tabella 17 è pari a 0,0155581 mm (15,5581 μm).

Dalla Figura 136 è possibile, a questo punto, noto il valore di x , calcolare il tempo necessario affinché avvenga la fessurazione. Come detto, la velocità di corrosione, per la classe di esposizione ambientale considerata, varia tra 10 e 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$. Dal momento che essa tende ad aumentare con il passare del tempo (curva parabolica) consideriamo una velocità media di 35 $\mu\text{m}/\text{anno}$. Il tempo necessario affinché si consumi una quantità di barra, x , che conduce alla fessurazione del copriferro è, quindi, pari a 0,44 anni (approssimabili a sei mesi).

Riassumendo, sono necessari 18 anni affinché il processo di carbonatazione raggiunga la superficie della barra e soli sei mesi affinché il copriferro si fessuri completamente.

A questo punto (in realtà anche prima se si facesse un adeguato monitoraggio del processo), sarebbe necessario intervenire sulla struttura, rimuovendo il copriferro e rigenerarlo con malte che restituiscano al pH il valore iniziale, protettivo per le armature.

La pratica professionale, però, mostra che tali interventi non sono realizzati in tale fase della vita di una struttura, ma solitamente avvengono quando il copriferro inizia a distaccarsi per gravità divenendo, così, oltre che un pericolo per la struttura, anche per i fruitori. Tali interventi, tra l'altro, non sono nemmeno previsti dalle normative, che consentono uno stato limite di fessurazione pari a $w_1=0,2$ mm, $w_2=0,3$ mm e $w_3=0,4$ mm, in relazione ai casi ed alla sensibilità delle barre di armatura utilizzate.

5.4 Correlazione diretta tra apertura di fessura e penetrazione della corrosione: esempio di applicazione

Al Paragrafo 4.2.4. è stato riportato il modello relativo al calcolo del consumo di barra in relazione alla misura della larghezza della fessura sulla superficie esterna del calcestruzzo.

Effettuiamo il calcolo per un valore di $w_2=w_c=0,4$ mm. Dai risultati ottenuti sulla sperimentazione sui campioni sottoposti a processo di corrosione accelerata si è notato che la fessurazione ed il distacco del copriferro avviene prima per barre posizionate in angolo, pertanto, si utilizzeranno le formule e gli abachi relativi alle barre esterne con il valore di $b_e=c_c$.

In Figura 144, omologa della Figura 131, ma ricavata per valori di copriferro e di diametro di barra relativi al caso in esame, fornisce il valore del consumo di barra, x , in relazione al valore dell'apertura di fessura. In questo caso specifico si è evidenziato il valore del consumo ($37,250 \mu\text{m}$) corrispondente ad una apertura di fessura pari a $w_c=w_2=0,4$ mm. Affinché si abbia, dunque, una apertura di fessura pari a $0,4$ mm è necessario che altri $37,250 \mu\text{m}$ di barra si consumino. Consideriamo, a vantaggio di sicurezza, una velocità di corrosione sempre pari a $35 \mu\text{m}/\text{anno}$. È doveroso precisare, che considerare la stessa velocità di corrosione, anche dopo l'apertura della fessura è fortemente cautelativo. Comunque, in questa sede, si vuole lasciare la stessa velocità, al fine di dimostrare che anche così operando, è necessario effettuare sulle strutture, ai fini della salvaguardia della durabilità desiderata, monitoraggi continui dello stato di degradazione.

Il tempo necessario al consumo di $37,250 \mu\text{m}$ di barra ad una velocità di corrosione pari a $35 \mu\text{m}/\text{anno}$ è pari a circa 1 anno. Ricapitolando, dalla messa in opera della struttura fino alla formazione di una fessura pari a $0,4$ mm, per la classe di esposizione ambientale considerata, e per i parametri considerati per il calcestruzzo, sono necessari 18 anni + 6 mesi + 1 anno. In totale un tempo stimabile in 20 anni, ben lontano dall'obiettivo dei 50 anni previsti dalle normative.

A questo punto bisogna chiedersi se la barra è ancora in grado di offrire la dovuta aderenza con il calcestruzzo circostante, o si trovi in condizioni di subire sfilamento.

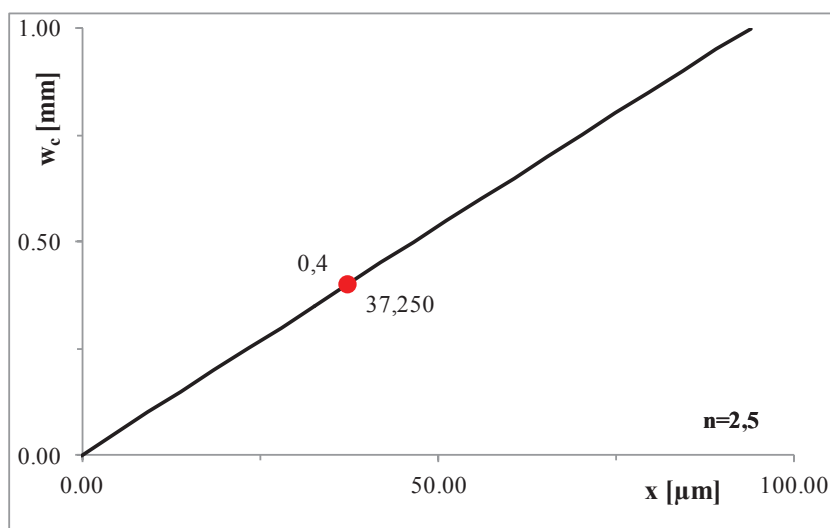


Figura 144: correlazione tra apertura della fessura, w_c , e penetrazione della corrosione, x , al limite di fessurazione

5.5 Valutazione delle condizioni di aderenza

Affinché barra e calcestruzzo perdano del tutto l'aderenza tra loro, è necessario che la somma tra lo spostamento subito dal calcestruzzo verso l'esterno, $S_{2concrete}$, sommato al consumo radiale di barra, x , sia pari all'altezza della nervatura, h_{rib} (cfr. Figura 45 – Capitolo 2 – paragrafo 2.6).

Il valore dell'altezza della nervatura di una barra varia in relazione al diametro dell'armatura, ed al produttore. In tal senso, uno studio condotto nel 1993 da Deldossi et al. [63] riporta la seguente Tabella 18, nella quale sono indicati i parametri geometrici delle barre di armatura nervate. È possibile notare come una barra di diametro 20 mm l'altezza delle nervature, h_{rib} , sia pari a 1,13 mm. Nell'esempio proposto nel presente capitolo, il diametro della barra considerato è 16 mm, per cui possiamo assumere quale valore di h_{rib} il valore 1 mm.

Quindi, affinché vi sia ancora aderenza meccanica tra armature e calcestruzzo è necessario che il valore $S_{2concrete}+x < 1$ mm. Utilizzando il sistema di equazioni riportato al Capitolo 2 – paragrafo 2.4 è possibile ricavare il valore di entrambe fino al raggiungimento della completa fessurazione del copriferro. Successivamente alla fessurazione, lo spostamento verso l'esterno dello strato di calcestruzzo è uguale all'apertura della fessura, in quanto la parte di copriferro è libera da vincoli, pari quindi a 400 μ m. Risolvendo il sistema il valore di $S_{2concrete}=14$ μ m, che sommati ai 16 necessari per la fessurazione del copriferro sono pari a 30 μ m. Inoltre, si è aperta una fessura di 400 μ m con un consumo ulteriore di barra di 37,250 μ m, per un totale di 470 μ m circa, per cui le condizioni di aderenza risultano ancora soddisfatte, anche se lo scostamento tra barra e calcestruzzo ha raggiunto un valore abbastanza elevato. È importante notare, però, che affinché lo scostamento tra barra e calcestruzzo determini la perdita totale di aderenza è necessario che esso sia pari ad 1 mm. Di seguito, dunque, si effettua il calcolo del tempo necessario. Affinché $S_{2concrete}+x=1$ mm, è necessario che ci sia una fessura di 0,90 mm con un consumo di barra di 84,424 μ m (Figura 145). Il tempo necessario affinché si consumino gli 84,424 μ m, pur volendo ammettere che la velocità di corrosione resti costante a 35 μ m/anno sono necessari solo circa due anni e mezzo. Pertanto, dalla messa in opera della struttura è ragionevole pensare che in circa 25 anni (nelle condizioni considerate nell'esempio) l'aderenza tra barra e calcestruzzo sia notevolmente compromessa se non addirittura nulla.

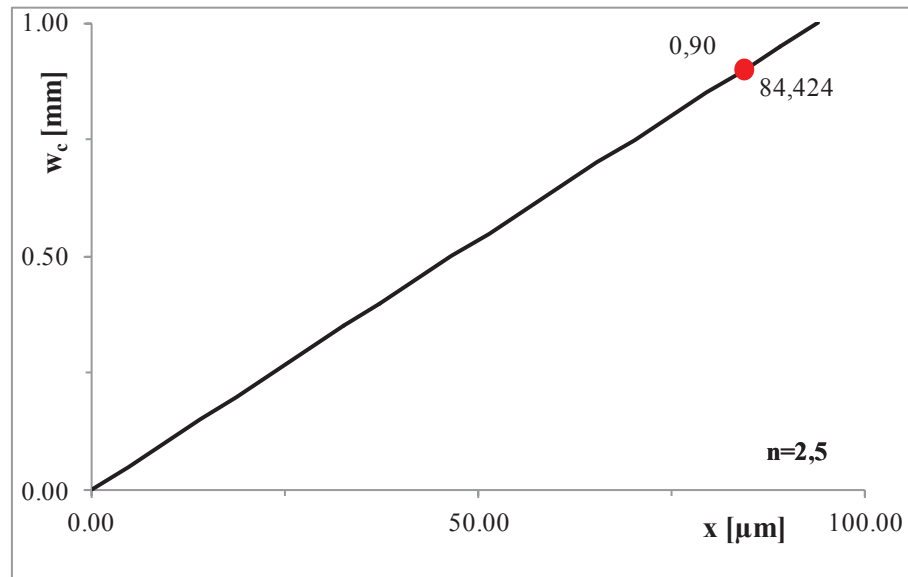


Figura 145: correlazione tra apertura della fessura, w_c , e penetrazione della corrosione, x , al disingaggio

Tabella 18: caratteristiche geometriche e meccaniche delle barre di armatura

Diametro nominale ϕ [mm]	6	8	20	$I_r = \frac{2a_m l_r \sin \beta}{\pi D c_s}$
Diametro del nocciolo D [mm]	6.29	8.15	19.25	
Altezza media nervature a_m [mm]	0.26	0.314	1.13	
Inclinazione nervature β	52°	55°	58°	
Interasse nervature c_s [mm]	5.0	5.6	12.7	
Lunghezza nervature l_r [mm]	11	15	35.0	
Indice d'aderenza I_r	0.0479	0.055	0.0842	
Snervamento f_{sy} [MPa]	505	542	463	
Rottura f_{st} [MPa]	731	614	740	

A tale proposito, è, inoltre, importante ricordare che, una volta avvenuta l'apertura della fessura, ed espulso il copriferro, la velocità con cui la barra si consuma cresce in maniera esponenziale, e che i calcoli eseguiti nell'esempio hanno adottato sempre valori cautelativi.

Nel prossimo paragrafo si valuterà la sezione di barra persa, al fine della valutazione della capacità resistente quando si è raggiunto uno stato di degrado come quello descritto in precedenza.

5.6 Valutazione delle perdita di sezione di barra

Secondo le recenti norme tecniche per le ostruzioni, la percentuale di sezione di armatura deve essere compresa nel range 1÷3% della sezione di calcestruzzo. Poniamoci nel caso di una struttura ordinaria armata con una percentuale di armatura pari all'1,00%. Immaginiamo un pilastro di sezione 30,00x30,00 cm=900,00 cm², per cui sarà necessaria una sezione di barra pari a 9,00 cm². Immaginiamo di utilizzare barre di diametro 16 mm, di sezione pari a 2,00 cm² per cui occorreranno 5 barre di armatura longitudinale per un totale di 10,00 cm².

Nel paragrafo precedente si è visto che è necessario un consumo radiale di barra pari a 84,424 µm, con conseguente perdita di sezione pari a 2,10% della sezione necessaria calcolata. Pertanto, dopo 25 anni la sezione residua di barra all'interno della sezione di calcestruzzo è pari a 7,90 cm², contro i 9,00 cm² minimi previsti dalle vigenti normative.

È pur vero che in una situazione del genere, la pratica professionale consiglia di utilizzare 6 barre e non 5, ma di sicuro il livello di guardia deve essere alto al fine di evitare sgradevoli sorprese.

5.7 Valutazione dei costi connessi alla corrosione

L'attenzione degli studi connessi ai costi della corrosione è stata posta su tutti i settori che essa interessa, ed in particolar modo, data la grande diffusione delle strutture civili ed abitative, sul settore delle costruzioni, siano esse in acciaio o in calcestruzzo armato. In Italia, il calcestruzzo armato riveste sicuramente un ruolo molto fondamentale. Gli studi in tal senso si sono moltiplicati con il manifestarsi di fenomeni di degrado precoce ed inaspettato, su strutture esposte ad ambienti aggressivi.

Negli anni '70, l'istituto Battelle stima, nel 4,2% del Prodotto Interno Lordo, i costi totali della corrosione negli Stati Uniti D'America. Un ventennio più tardi, il Dipartimento dei Trasporti statunitense stima che i costi connessi al fenomeno della corrosione ammontano a 440.000 M\$ all'anno, pari a circa il 5% del PIL degli USA.

In Italia, un recente studio del CRESME (Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l'Edilizia e il Territorio) indica il costo connesso alla corrosione pari a 70.000 M€/anno (4,5÷5,0 % del PIL).

Oggigiorno, con la saturazione del territorio, il recupero di opere degradate sta assumendo un ruolo sempre più importante tanto è vero che nei paesi industrializzati gli investimenti per il recupero di edifici ed infrastrutture esistenti hanno ormai superato quelli per la realizzazione di nuove opere. Il costo elevato per il ripristino di strutture degradate rende necessario l'uso di materiali che garantiscano una durata dell'intervento adeguata alla vita residua richiesta alla struttura. Per questo motivo sono importanti i criteri di scelta, le prescrizioni e le modalità di messa in opera dei materiali da ripristino.

Come già esposto nel presente lavoro, negli anni '90 sono state sviluppate le regolamentazioni europee atte a stabilire le classi di calcestruzzo da utilizzare, il tipo di cemento adoperato in ognuna di esse e il copriferro minimo necessari a garantire la durabilità del manufatto durante tutta la sua vita nominale. Purtroppo, ancora oggi, la progettazione delle strutture avviene con l'obiettivo esclusivo di minimizzare i costi iniziali di costruzione. Si utilizzano, infatti, materiali scadenti, con errati rapporti acqua/cemento e con dosi di inerti non conformi alle normative, nell'erronea convinzione di ottenere un risparmio economico. A causa delle numerose manutenzioni di cui necessiterà, però, un manufatto non durevole (a causa del fenomeno di

corrosione), si ottiene, di converso, un aumento del costo totale dell'opera durante la sua vita utile.

Al fine di avere una indicazione di quanto potrebbe essere risparmiato, progettando strutture durevoli, ed effettuando in continuo un monitoraggio dell'avanzamento dello stato di degrado delle strutture, connesso alla corrosione delle barre, nella Figura 146, si riporta un diagramma che, basandosi sul diagramma di Tuutti (Figura 4) e sulla regola del 5 di De Sitter [64], mostra i costi connessi al ripristino di strutture degradate, in relazione al periodo in cui si effettua l'intervento di ripristino conservativo.

Prima di procedere, enunciamo, quindi la Regola del 5 sulla valutazione dei costi connessi alla realizzazione di un'opera durevole:

“Ogni singolo euro speso per ottenere una struttura
in calcestruzzo armato progettata e realizzata correttamente
comporta benefici ottenibili spendendo successivamente:
5 euro a costruzione finita nel periodo di innesco della corrosione;
25 euro quando la propagazione della corrosione è iniziata;
125 euro quando la corrosione ha portato a fessurazione il copriferro”.

Nella Figura 146, si nota come, parallelelamente all'avanzamento della corrosione si determina una diminuzione della capacità portante, a parità di sollecitazione, subito dopo il distacco del copriferro, che nel caso indicato in Figura, avviene dopo circa 27 anni. Il fenomeno dello spalling, determina, quindi, oltre che ad un problema estetico, un aumento della velocità di corrosione, una brusca caduta della capacità portante e dell'aderenza ed un aumento di costi di ripristino 125 volte superiore a quello che si avrebbe investendo un solo euro in fase di progettazione e realizzazione dell'opera secondo i recenti concetti di durabilità. È importante precisare che un importante risparmio economico potrebbe verificarsi anche progettando e prevedendo periodici monitoraggio del processo di corrosione in atto.

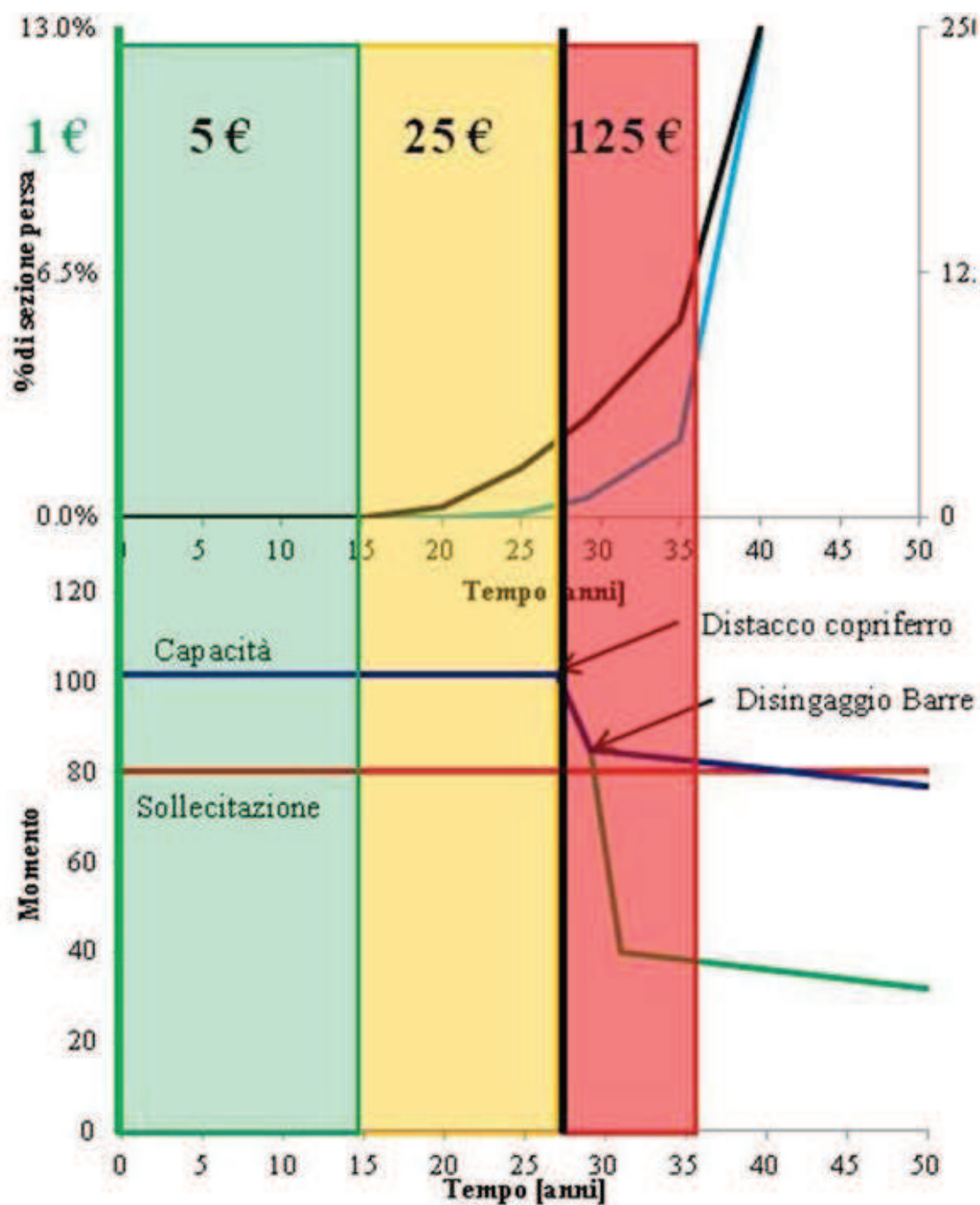


Figura 146: diagramma di correlazione costi connessi alla corrosione-sollecitazione

Conclusioni

Nel presente lavoro è stato affrontato il problema del fenomeno della corrosione delle armature di strutture in calcestruzzo armato. La corrosione è, infatti, il problema che influisce maggiormente sul degrado dei manufatti, determinando, di fatto, problematiche di sicurezza e stabilità, oltre che a costituire un elevato costo di gestione durante la vita di esercizio.

I modelli e le analisi presentate considerano sempre le variabili in riferimento alla più recenti normative nazionali ed europee ed a codici di calcolo internazionali senza trascurare i risultati di altri studi e sono condotte considerando la variabilità di ognuno di essi al fine di raggiungere una vasta casistica che possa cogliere il comportamento di una vasta gamma di strutture esistenti.

Facendo riferimento alle normative sono stati, dunque, individuate le classi di esposizione ambientale che determinano, a loro volta, le caratteristiche di confezionamento del calcestruzzo e le dimensioni geometriche delle sezioni. In particolare la classe di resistenza a compressione del calcestruzzo, il rapporto minimo di acqua/cemento, il contenuto minimo di cemento e lo spessore del copriferro. I valori di queste caratteristiche determinano, a loro volta, altri parametri fondamentali, quali i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson. Da un punto di vista elettrochimico, invece, la classe di esposizione ambientale restituisce i valori della velocità di corrosione ed il tipo di corrosione (generalizzata o localizzata) che affligge la struttura.

I codici di calcolo sono stati utilizzati al fine di modellare le caratteristiche del meccanismo di fessurazione fornendo indicazioni sui valori dell'energia di frattura e sui

parametri (tipologia e dimensione dell'aggregato) che ne influenzano il valore. Altro parametro fondamentale considerato è il creep (alterazione del modulo elastico del calcestruzzo), in quanto fenomeno di medio-lungo periodo, proprio come quello della corrosione.

Infine, dalla letteratura sono stati ricavati i parametri del modulo elastico dei prodotti di corrosione e le leggi temporali di diffusione del processo di carbonatazione e di ossidazione da cloruri.

A valle di tali considerazioni, e considerata la vasta diffusione del problema ed il peso economico collettivo che esso determina, lo studio è iniziato da un'accurata ricerca bibliografica al fine di approfondire lo studio dell'aspetto elettrochimico e delle cause principali della corrosione dell'acciaio in calcestruzzo e per la determinazione dei parametri esposti in precedenza.

La prima fase del lavoro è stata rivolta, data la carenza in letteratura, alla formulazione di modelli analitici e FEM al fine di individuare i quali tra i parametri considerati avessero una rilevanza maggiore e definire le caratteristiche di fessurazione, rottura ed espulsione del copriferro. Le analisi FEM hanno avuto, invece, oltre ad un ruolo di conferma dei modelli analitici, anche lo scopo di indagare la possibilità di estendere i risultati ottenuti in laboratorio su provini, solitamente, cilindrici e con la presenza di una sola barra di armatura, a casi di elementi a geometria reale solitamente realizzati di forma rettangolare/quadrata con la presenza di più barre di armatura. Lo scopo delle analisi FEM, condotto in maniera parametrica sia su provini da laboratorio a singola barra che per elementi strutturali reali in calcestruzzo armato, è stato quello di verificare la possibilità di confrontare i risultati di modelli semplificati cilindrici a singola barra con il comportamento reale di elementi in calcestruzzo armato (armati con un numero superiore di barre) in termini di innesco della fessurazione del calcestruzzo.

Un primo interessante risultato ottenuto è che le analisi FEM colgono meglio l'evolversi del processo qualora siano eseguite a controllo di pressione anziché a controllo di spostamento. Inoltre, si è evidenziato che la sottostima media del metodo proposto è quasi trascurabile solo se è adottato, nei modelli a singola barra, un valore di copriferro pari al minimo tra quello di copriferro, c_c e la metà dell'interferro, i_c . Sotto queste ipotesi, la massima sottostima del modello, è pari a circa il 10%, quindi ancora paragonabile all'incertezza tipica sul valore della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Questi primi importanti risultati ottenuti hanno consentito di proseguire il lavoro utilizzando geometrie cilindriche nelle successive fasi della ricerca [50].

La seconda fase della ricerca è volta alla determinazione del meccanismo di innesco della fessurazione nel copriferro a valle del verificarsi delle condizioni di innesco della corrosione. È stato, quindi, determinato un sistema di equazioni lineari di equilibrio e congruenza, il quale, noti i parametri dei materiali utilizzati e la geometria della sezione calcola la quantità di barra, x , che si è consumata all'atto della prima sezione di copriferro interessata del fenomeno nel momento in cui la tensione circonferenziale, σ_θ , che si instaura a causa dell'espansione dei prodotti di corrosione, n , raggiunge il valore della massima resistenza a trazione del calcestruzzo, f_{ct} .

I principali risultati emersi dalle analisi parametriche del modello di innesco della fessura sono che la riduzione della sezione di barra, x , cresce al decrescere del valore del modulo di Young dei prodotti di corrosione, E_o , è maggiore per bassi valori del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , e cresce al crescere del diametro della barra di armatura, mentre la percentuale di sezione trasversale di barra persa decresce leggermente quando il diametro della barra cresce e dipende dal valore del copriferro, $c_c=R_4-R_0$, e cresce con il crescere dello stesso, mentre è scarsa la sua dipendenza dal diametro della barra quando il copriferro raggiunge valori superiori a quelli mediamente prescritti dalle normative pari a circa 35 mm.

La terza fase della ricerca è la diretta conseguenza della seconda fase e, cioè, la determinazione della quantità di barra che si consuma nel momento in cui tutto il copriferro a protezione delle armature, risulta fessurato. A tale fine, il modello utilizzato nella fase precedente è stato opportunamente modificato al fine di introdurre un nuovo strato che individuasse l'avanzamento della porzione di copriferro fessurata. I risultati emersi dalle analisi parametriche del modello di propagazione della fessura sono che la propagazione dipende dagli stessi parametri da cui dipendeva il processo di innesco della fessura, ma che tale dipendenza è in qualche modo differente dal caso precedente. La produzione di ossido, infatti, cresce al decrescere del modulo elastico dell'ossido, E_o . I parametri quali il tipo e le dimensioni dell'aggregato e l'effetto del creep, influenzano drammaticamente la propagazione della fessura [54].

La quarta fase della ricerca è diretta alla valutazione dei danni e delle modificazioni al comportamento resistente della sezione in termini di variazione

dell'aderenza. Sono stati considerati tre differenti modelli di aderenza: quello proposto dal First Complete Draft of Model Code 2010, un modello semplice alla Mohr-Coulomb e quello della normativa europea Eurocodice 2.

Operando in condizioni di vantaggio di sicurezza è stato ipotizzato che l'espansione volumetrica dei prodotti di corrosione, n , generi, dapprima, un incremento del valore di aderenza; e che, successivamente all'apertura della fessura, tale valore di aderenza decresca istantaneamente fino al valore iniziale. Infine, a causa del protrarsi del fenomeno di corrosione decresce fino ad annullarsi quando lo spostamento relativo tra la barra ed il calcestruzzo supera il valore dell'altezza delle nervature.

La valutazione della capacità di aderenza passa attraverso la valutazione della variazione della pressione laterale interna, f_l , e che, quest'ultima è strettamente legata alla quantità di barra consumatasi e, di conseguenza, alla quantità di ossido formatosi. Tale considerazione nasce dalle analisi effettuate ipotizzando differenti classi di esposizione del calcestruzzo, le quali determinano differenti valori del copriferro e differenti classi di resistenza del calcestruzzo. Considerando, invece, una stessa classe di esposizione (e, quindi, stesso copriferro e stessa classe di resistenza del calcestruzzo) si è notato che il valore di riduzione di barra, x , che conduce alla fessurazione del copriferro, $c_c = R_d - R_0$, è legato proprio allo spessore stesso del copriferro (determinato dalle normative in relazione alla classe di esposizione ambientale).

Dai risultati delle analisi condotte emerge che il diametro di barra utilizzato è quasi influente ai fini della variazione dell'aderenza. Si nota, però, che affinché vi sia la fessurazione del copriferro, diametri minori determinano maggiori consumi di barra, mentre diametri maggiori determinano un incremento, se pur lieve, della capacità di aderenza, probabilmente dovuto all'altezza maggiore delle nervature. Anche la classe di resistenza del calcestruzzo non riveste un ruolo importante in termini di aderenza. Non bisogna, però, dimenticare il benefico effetto sul processo di apertura della fessura, ritardando, così come il copriferro, l'ingresso e l'avanzare degli agenti aggressivi dall'esterno in quanto classi di resistenza a compressione maggiori, presentano, solitamente porosità inferiori.

Il valore del copriferro, seppure fondamentale in termini di durabilità e protezione per le armature, ha effetti minimi sulla variazione del rapporto di aderenza, $\Omega_{p,tr}$, ed ha un effetto piuttosto lineare sulla riduzione di barra. Se si considera un

copriferro pari a 40 mm, la riduzione di barra è, infatti, doppia rispetto a quella che si registra nel caso di copriferro pari a 20 mm.

Il modulo elastico dell'ossido, E_o , ha un effetto del tutto trascurabile sull'aderenza, come, tra l'altro, anche sull'innescò e sulla propagazione della fessura. Tale scarsa dipendenza dal fenomeno dipende dal suo spessore. La corona di ossido, ha, infatti, uno spessore di qualche decina di micron, mentre la corona di calcestruzzo ha uno spessore di qualche decina di millimetri. Pertanto, la sua capacità di compressione è limitata dal suo scarso spessore a prescindere dal valore del suo modulo elastico.

Un fattore molto influente sulle capacità di aderenza è, invece, il creep. Con il passare del tempo, infatti, a causa della maggiore riduzione del modulo elastico del calcestruzzo (il fattore di creep, ϕ , cresce) il consumo di barra, x , che determina la fessurazione del copriferro aumenta. Tale aspetto diventa pericoloso, in quanto l'espulsione del copriferro si presenta quando il diametro della barra si è notevolmente ridotto.

Il fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , gioca, di sicuro, il ruolo più importante nel processo di ossidazione. L'innescò, la fessurazione e lo spalling del copriferro, sono tutti fenomeni che dipendono, infatti, tutti e tre fortemente da n . È proprio l'espansione dell'ossido, infatti, a far aumentare la pressione interna ed ad innescare, di conseguenza, l'intero processo. Infatti, minore è il suo valore, maggiore è il consumo di barra prima che verifichi la fessurazione. Un valore minore del fattore di espansione volumetrica dell'ossido, n , implica un minore volume a parità di barra corrosa.

Inoltre, le differenti teorie sull'aderenza, sembrano avere un comportamento piuttosto simile tra loro, ad eccezione per l'Eurocodice 2, che per alcuni casi, è fortemente limitato dal valore massimo 1,4 nello sviluppo della capacità di aderenza [56].

Parallelamente allo sviluppo dei modelli teorici è stata condotta una campagna sperimentale molto vasta al fine di individuare/migliorare le tecniche di monitoraggio (per le costruzioni nuove) e di indagine (per le costruzioni esistenti) non distruttive ed innovative. In particolare si è prestata molta attenzione alla calibratura delle prove di misura delle velocità e del potenziale di corrosione per quanto concerne l'aspetto elettrochimico della corrosione delle barre, ed alla calibratura delle prove della misura

delle velocità degli ultrasuoni per quanto concerne l'aspetto meccanico-strutturale della fessurazione del calcestruzzo.

Assolutamente unica ed innovativa è stata la determinazione di una nuova tipologia di indagine che attraverso la misura della fessura sul bordo esterno del copriferro, restituisce il valore di barra consumatasi nel tempo, che la ha generata. Tale tipologia di approccio ha una logica opposta a quella dei modelli analitici e FEM. Infatti, parte dalla valutazione del danno (effetto) per arrivare a definire il grado di corrosione (causa). In questo caso sono state ricavate formulazioni analitiche di immediata applicazione, e relativi abachi parametrici, che consentono un rapido calcolo in termini di consumo di sezione di barra [62].

Se le prime quattro fasi della ricerca sperimentale presentata sembrano meglio cogliere il funzionamento in un'ottica previsionale-progettuale, la fase sperimentale applicata ha fornito due potenti strumenti di diagnosi sull'esistente che favoriscono il raggiungimento dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza propedeutici alla realizzazione di interventi di ripristino conservativo sulle strutture esistenti anche di particolare pregio storico, potendo essere eseguite mediante misure sul bordo esterno del calcestruzzo, senza cioè asportazione di parti dell'elemento strutturale.

Il motore che ha spinto l'intera ricerca è l'ingente spesa (nell'ordine del 4÷5% del PIL in Italia e negli USA) che tutti i governi (e i cittadini) affrontano ogni anno per problemi connessi alla corrosione delle strutture.

Bibliografia

- [1] Balafas I., Burgoyne C.J., “Environmental effects on cover cracking due to corrosion”, *Cement and Concrete Research* 40 1429–1440, 2010.
- [2] Bazant Z. P., “Physical model for steel corrosion in concrete sea structures—theory”, *J Struct Div ASCE*; 105(ST6):1137–53, 1979.
- [3] Zhang R., Castel A., Francois R., “Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process”, *Cement and Concrete Research*. 40, pp. 415–425, 2010.
- [4] Cairns J, Du Y, Law D., “Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface”. *Constr Build Mater*, 21:190–7, 2007.
- [5] Khatri R.P., Sirivivatnanon V., “Characteristic service life for concrete exposed to marine environments”, *Cement and Concrete Research* 34:745–752, 2004.
- [6] Chen D., Mahadevan S., “Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation”, *Cement and Concrete Composite* 30 227–238, 2008.
- [7] Broomfield J. P., Rodriguez J, Ortega L. M., Garcia A. M., “Corrosion rate measurements in reinforced concrete structures by a linear polarization device”. In: P.D. Cady international symposium. ACI fall convention. Minneapolis, Minnesota, November, 1993.
- [8] Erdogdu S., Bremner T. W., Kondratova I. L., “Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated seawater and chlorides solutions”, *Cement and Concrete Research* 31 pp. 861–867, 2001.
- [9] Bertolini L, Bolzoni F, Cigada A, Pastore T, Pedferri P. “Cathodic protection of new and old reinforced concrete structures”. *Corros Sci* 1993;35(5–8):1633–9.
- [10] Nasser A., Clément A., Laurens S., Castel A., “Influence of steel–concrete interface condition on galvanic corrosion currents in carbonated concrete”, *Corrosion Science* 52 pp 2878–2890, 2010.
- [11] Carè S, Raharinaivo A., “Influence of impressed current on the initiation of damage in reinforced mortar due to corrosion of embedded steel”. *Cement and Concrete Research*;37:1598–612, 2007.
- [12] El Maaddawy T. A. e Soudki K. A., “Effectiveness of Impressed Current Technique to Simulate Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete”, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(1), pp. 41–47, 2003.
- [13] Huang R. e Yang C. C., “Condition Assessment of Reinforced Concrete Beams Relative to Reinforcement Corrosion”, Elsevier Science Ltd, *Cement and Concrete Composites* 19 pp. 131–137 0, 1997.

- [14] Hays G. F., "Now is the Time", World Corrosion Organization.
- [15] Granju J.-L. e Ullah Balouch S., "Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks", *Cement and Concrete Research*, Volume 35, Issue 3, March 2005, pp. 572-577.
- [16] Martín-Pérez B., Zibara H., Hooton R. D. and Thomas M. D. A., "A study of the effect of chloride binding on service life predictions", *Cement and Concrete Research*, Volume 30, Issue 8, August 2000, pp. 1215-1223.
- [17] Morris W., Vico A. e Vázquez M., "Chloride induced corrosion of reinforcing steel evaluated by concrete resistivity measurements", *Electrochimica Acta*, Volume 49, Issue 25, 1 October 2004, pp. 4447-4453
- [18] Tuutti K., "Corrosion of steel in concrete", Swedish cement and concrete institute (CIB), No: 4-82, Stockholm, 1982.
- [19] Collepardi M., Marcialis A., Turriziani R., "Penetration of chloride ions into cement pastes and concrete", *J. Am. Ceram. Soc.* 55 (10) 534-535, 1972.
- [20] Pedferri P. & Bertolini L. "La durabilità del calcestruzzo armato", Milano McGraw-Hill 2000.
- [21] EC2 Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004: E) 2004. Design of concrete structures-Part 1-1 General rules and rules for buildings. Brussels.
- [22] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Norme Tecniche per le Costruzioni, D. M. 14 gennaio 2008, Suppl. or. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.
- [23] Comité Européen de Normalisation, EN 206-1 "Concrete—Part 1: Specification, performance, production and conformity"; 2000.
- [24] UNI ENV 13670-1 Esecuzione di strutture in calcestruzzo. Requisiti comuni, 2006.
- [25] UNI 9858 Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità. 1991 (Ritirata e sostituita con UNI EN 206-1:2001).
- [26] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme tecniche per opere in c.a. normale e precompresso. D.M. 14/02/92.
- [27] Stearn M., Geary A. L. "Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curve", *Electrochemical Polarization* No. 1, *Journal of Electrochemical Society*, Vol. 104, pp. 56-63, 1957.
- [28] UNI EN 12504-2:2012 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 2: Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico.
- [29] Giacchetti R., Laquaniti L. (1980). "Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato", Nota Tecnica 04, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Ancona, 1980.
- [30] Gašparik J., "Prove non distruttive nell'edilizia", Quaderno didattico AIPnD, Brescia, 1992.
- [31] Di Leo A., Pascale G. (1992), "Prove non distruttive sulle costruzioni in c.a.", *Il giornale delle prove non distruttive*, n. 4, 1992.

- [32] Cristofaro M. T., D'Ambrisi A., De Stefano M., Pucinotti R., Tanganelli M., "Il metodo SonReb per la caratterizzazione meccanica di calcestruzzi estratti da edifici esistenti", in *concreto*, luglio 2012.
- [33] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 - G.U. 21/12/1971, n. 321.
- [34] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. D.M. n. 9161 del 30/05/72.
- [35] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme per la disciplina delle opere in c.a., normale e precompresso. ed a struttura metallica. D.M. 16/06/76.
- [36] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme per la disciplina delle opere in c.a., normale e precompresso. ed a struttura metallica. D.M. 26/03/80
- [37] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme per la disciplina delle opere in c.a., normale e precompresso. ed a struttura metallica. D.M. 27/07/85.
- [38] Ministero dei Lavori Pubblici: Norme tecniche per le opere in c.a. normale e precompresso e per strutture metalliche. D.M. 09/01/96.
- [39] UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- [40] Fédération Internationale du Béton, MC10 First Complete Draft of Model Code 2010. Fédération Internationale du Béton (Fib) bulletin 55
- [41] Bazant Z. P., Oh B. H., "Crack band theory for fracture of concrete". *Matériaux et Constructions*; 0025-5432/1983/155; Vol. 16 N° 93:155–177 Bordas-Dunod.
- [42] Chernin L., Val D. V., "Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures", *Construction and Building Materials* 25 pp. 1854–1869, 2011.
- [43] Ouglova A, Berthaud Y, François M, Foct F., "Mechanical properties of an iron oxide formed by corrosion in reinforced concrete structures". *Corros Sci*;48:3988–4000, 2006.
- [44] Yoshioka Y, Yonezawa T., "Basic study about mechanical characteristics of reinforcement's corrosion". In: *Proceedings of the 37th annual conference the JSCE*, V-5; 1982. p. 271–2 [in Japanese].
- [45] Cairns J, Du Y, Law D., "Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface". *Constr Build Mater*;21:190–7, 2007.
- [46] Samsonov G. V., "The oxide handbook". IFI/Plenum; 1973
- [47] Yoshioka Y, Yonezawa T., "Basic study about mechanical characteristics of reinforcement's corrosion". In: *Proceedings of the 37th annual conference the JSCE*, V-5; 1982. p. 271–2 [in Japanese]
- [48] Suda K, Misra S, Motohashi K., "Corrosion products of reinforcing bars embedded in concrete". *Corros Sci* 1993;35:1543–9.

- [49] Carè, S., Nguyen, Q.T., L'Hostis, V., Berthaud, Y., "Mechanical properties of the rust layer induced by impressed current method in reinforced mortar", Elsevier, Cement and concrete research 38: 1079-1091, 2008.
- [50] Lignola, G. P., Menichino, G. P., Montuori, M., Bellucci, F., Cosenza, E., Manfredi, G., "FEM analysis of reinforcement corrosion effects on RC members degradation" 1st Workshop "The New Boundaries of Structural Concrete" Salerno, Italia PP 107-114, 2010.
- [51] Montuori M., Serroni G., Monetta T., Bellucci F., "Corrosion of Carbon Steel and Galvanized Rebar on RC Columns Wrapped with FRP Sheets", EUROCORR, 06-10 Settembre, Nizza, Francia, 2009.
- [52] Lignola G.P., Prota A., Manfredi G., Cosenza E., "Unified theory for confinement of RC solid and allow circular columns", Elsevier, Composites Part B 39: 1151, 2008.
- [53] Montuori M., Bossio A., Menichino G. P., Bellucci F., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., Manfredi G., "Modellazione dei processi di degradazione di elementi in calcestruzzo armato", 18th Congresso C. T. E., Brescia, Italia 11-13 Novembre 2010, IMREADY, ISBN: 9788890364761, ID:3016959 pp. 39-48.
- [54] Bossio A., Montuori M., Bellucci F., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., Manfredi G., "Analytical modeling of reinforcement corrosion effects on RC members degradation". Proceedings of the 2nd Workshop The New Boundaries of Structural Concrete, 15-16 Settembre, Ancona, Italia, IMREADY, ISBN: 8895028554 ISBN-13: 9788895028552, pp. 205-213, 2011.
- [55] Coronelli D., "Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in Reinforced Concrete", ACI structural journal 99(3): 267-276, 2002.
- [56] Bossio A., Montuori M., Bellucci F., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., Manfredi G., "Transverse stress on corroded steel reinforcement bars in concrete", Proceedings of 4th International Symposium Bond in Concrete, 17-20 Giugno Brescia, Italia, PUBLISHER CREATIONS, ISBN: 978-88-907078-1-0, Vol. 1 pp. 461-469, 2012.
- [57] UNI EN 9944 Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.
- [58] UNI EN 12390-1:2002 Prova sul calcestruzzo indurito - Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme. 2002.
- [59] Brigante M., Di Carlo L., Toraldo F., "Corrosione di armature metalliche: un algoritmo sperimentale per l'analisi e previsione del danno", II Convegno di Ingegneria Forense e V convegno su CRolli, Affidabilità Strutturale, Consolidamento, 15-17 Novembre, Pisa, Italia, Doppiavoce, ISBN 978-88-89972-34-2, 2012.
- [60] Brigante M., Modano M., "Theoretical models and experimental techniques in nonde-structive evaluation of concrete". Key Engineering Materials, 293-294:207-216, 2005.
- [61] Carino N. J. "The impact-echo method: and overview". National Institute of Standards and Technology, 2001.

- [62] Bossio A., Montuori M., Bellucci F., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., Manfredi G.: “Indirect measure of corrosion level based on crack opening”. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, Wroclaw, Polonia, 2012.
- [63] Deldossi A. M., Massimo S. e Plizzari G. A., “Studio sperimentale su barre ancorate in elementi di calcestruzzo armato con armatura trasversale di contenimento”, 1993.
- [64] De Sitter Jr., W. R., “Costs for Service Life Optimisation, the Law of Fives”, Proceedings of the CEB-RILEM International Workshop on “Durability of Concrete Structures”, Copenhagen, Denmark, (CEB Bulletin d’Information, No. 152, 1984), pp. 131-134, 1983.

